

Doctoral Thesis

# Semi-precast segmental bridge construction method: Development steps towards a new bridge construction method

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Doctor of Science in Civil Engineering  
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

---

Dissertation

## Die Halbfertigteil-Segmentbauweise: Entwicklungsschritte zu einer neuen Brückenbaumethode

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines  
Doktors der technischen Wissenschaften  
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für  
Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. **Stephan Fasching**, BSc.  
Matr.Nr.: 01152149

- Betreuer: O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann Kollegger**  
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau  
Technische Universität Wien  
Paniglgasse 16 / E212-02, 1040 Wien, Österreich
- Gutachter: O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. DDr. Dr.-Ing. E. h. **Konrad Bergmeister**  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Universität für Bodenkultur Wien  
Peter-Jordan-Straße 82, 1190 Wien
- Gutachter: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Josef Fink**  
Institut für Tragkonstruktionen - Stahlbau  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13 / E212-01, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Dezember 2021

---

# Vorwort

Die Forschungstätigkeiten für meine Dissertation sind im Rahmen des Forschungsprojekts „Brückenbau mit dünnwandigen Segmenten aus vorgefertigten Elementen“ geschehen. Dieses wird von der Österreichischen Gesellschaft für Bautechnik (ÖBV) organisiert, von der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) gefördert und von folgenden Firmen finanziell unterstützt: ÖBB, ASFINAG, Porr, Strabag, Swietelsky, Habau, Implenia, Hochtief, Zeman, Östu-Stettin, Leyrer & Graf, Oberndorfer, ANP-Systems, VÖB, VÖZ, FCP, Baucon, Schimetta, Öhlinger & Partner, ZT Mayer. An dieser Stelle möchte ich mich für diese Unterstützung bedanken.

Ganz besonders bedanken möchte ich mich bei Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger für die Möglichkeit, dieses interessante Forschungsthema zu behandeln. Während meiner Zeit am Institut stand er nicht nur stets für sehr interessante Fachgespräche zur Verfügung, sondern half mir mit seiner freundlichen Art auch in schwierigen Situationen weiter. Darüber hinaus möchte ich mich für das ausgezeichnete Umfeld, welches er am Institut geschaffen hat, bedanken und für das entgegengebrachte Vertrauen und die Flexibilität, als ich mich dazu entschloss, mein Beschäftigungsausmaß am Institut zu reduzieren und zusätzlich einer Nebenbeschäftigung nachzugehen.

Bei Dr. Andreas Jäger und Dipl.-Ing. Michael Kogler möchte ich mich persönlich, aber auch stellvertretend für die Firma Wienerberger, bedanken. Die Möglichkeit neben meiner Forschungstätigkeit am Institut wichtige und interessante praktische Erfahrungen zu sammeln, war für mich eine sehr große Bereicherung. Bei Dipl.-Ing. Benjamin Anibas möchte ich mich dafür bedanken, dass er mich dazu ermutigt hat beiden Tätigkeiten nachzugehen.

Großer Dank gilt Prof. DDr. Dr.-Ing. E. h. Bergmeister und Prof. Dr. Fink für die Begutachtung meiner Dissertation.

Das Forschungsprojekt bearbeite ich gemeinsam mit meinen Kollegen Dipl.-Ing. Michael Rath und Dr. Tobias Huber. Ihnen möchte ich für die stets sehr angenehme und unkomplizierte Zusammenarbeit danken. Dabei möchte ich die vielen interessanten Fachgespräche mit Michael Rath hervorheben.

Im Zuge meiner Forschungstätigkeit ist ein wesentlicher Teil der Arbeiten im Labor der TU Wien geschehen. Großer Dank geht an dieser Stelle an Dr. Wolfgang Träger und

Dipl.-Ing. Herbert Pardatscher für ihren Einsatz und die Hilfe bei Fragestellungen zu Versuchsaufbauten sowie bei der Durchführung von Versuchen selbst.

Im Zusammenhang mit den vielen experimentellen Untersuchungen möchte ich mich auch bei allen Diplomanden und Bachelor-Studenten bedanken, die im Zuge ihrer Arbeiten einen wesentlichen Beitrag zum Erfolg verschiedener Versuchsreihen beigetragen haben.

All meinen Kollegen am Institut für Tragkonstruktionen möchte ich ein großes Dankeschön aussprechen. Sowohl für die Hilfe bei Versuchen im Labor, als auch für die spannenden Fachgespräche, die kulinarischen Experimente und die schöne Zeit im Zuge unserer gemeinsamen Mittagessen und diverser anderer Aktivitäten. Besonders hervorheben möchte ich dabei meinen Bürokollegen Dipl.-Ing. Hannes Wolfger, sowie Dr. Kerstin Gassner und Dr. Georg Gassner die mir zum Einen oft sehr wichtigen Input geliefert haben und zum Anderen den Büroalltag um einiges interessanter gestaltet haben.

Meinen Eltern möchte ich an dieser Stelle ganz besonders danken, da sie mir meine Ausbildung ermöglicht haben. Darüber hinaus wusste ich sie immer als Rückhalt hinter mir. Meiner Schwester Anna danke ich für ihr immer offenes Ohr und ihre unkomplizierte Art.

Zu guter Letzt und am Allermeisten möchte ich mich bei meiner Partnerin Marlies bedanken. Danke, dass du mich bei all meinen Vorhaben unterstützt, alles kritisch hinterfragst, stets ein offenes Ohr hast und mir zur Seite stehst.

# Kurzfassung

Weit gespannte Balkenbrücken werden häufig aus Spannbeton und mit einem hohlkastenförmigen Querschnitt hergestellt, da dieser sehr große Widerstände gegenüber Biegung, Querkräften und auch Torsion aufweist. Die Träger solcher Spannbeton-Hohlkastenbrücken werden aktuell entweder vor Ort auf der Baustelle mit einer Schalung auf einer Tragkonstruktion betoniert oder aus vorgefertigten Teilstücken, sogenannten Segmenten, zusammengebaut. Beide Ansätze haben gewisse Vor- und Nachteile, was beispielsweise die Baugeschwindigkeit oder die Anzahl und Ausbildung von Fugen im Bauwerk betrifft.

Diese kumulative Dissertation setzt sich aus einem einleitenden Teil und drei in Fachzeitschriften veröffentlichten Artikeln zusammen. Darin wird ein neues Bauverfahren für Brückenträger von Spannbeton-Hohlkastenbrücken vorgestellt und es werden drei wesentliche Schritte im Zusammenhang mit der Entwicklung dieses Bauverfahrens gezeigt. Diese wurden im Zuge eines mehrjährigen Forschungsprojektes am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien erreicht. Die Idee des neuen Brückenbauverfahrens ist es, die Vorteile existierender Bauverfahren mit Ortbeton und Fertigteilen zu vereinen. Dafür kommen aus dem Hochbau bekannte dünnwandige Halbfertigteile zum Einsatz. Aus diesen werden Segmente gebaut, welche wiederum zu einem Brückenträger verbunden werden, welcher in seiner endgültigen Lage im Tragwerk als verlorene Schalung für bauseits ergänzten Ortbeton dient. So entsteht am Ende ein monolithisches Brückentragwerk ohne Fugen, welche über den gesamten Querschnitt durchgehen.

Im Teil I „Einleitung“ werden zuerst die Problemstellungen, die sich im Zusammenhang mit gängigen Bauverfahren ergeben, erläutert, um darauf aufbauend die Zielsetzung für das Gesamtprojekt und die drei behandelten Detailgebiete darzulegen. Im Anschluss daran werden die angewandten Methoden präsentiert und es wird auf den Stand der Technik und Forschung eingegangen. Nach der Zusammenfassung der drei Publikationen werden im letzten Kapitel Schlussfolgerungen gezogen, welche den wissenschaftlichen Beitrag der Dissertation aufzeigen und es wird ein Ausblick auf weitere Entwicklungsschritte, die notwendig sind, um eine Praxisreife zu erlangen, präsentiert.

Teil II „Publikationen“ zeigt die drei zugrunde liegenden Veröffentlichungen in der originalen Formatierung des jeweiligen Verlags beziehungsweise in der Formatierung der finalen Einreichung. Im ersten Aufsatz mit dem Titel „*Semi-precast segmental bridges:*

*Development of a new construction method using thin-walled prefabricated concrete elements*“ [1] wird zunächst ein Anwendungsbeispiel von dünnwandigen Halbfertigteilen für eine Brücke mit einem plattenbalkenförmigen Querschnitt präsentiert. Basierend auf der erfolgreichen Anwendung von Halbfertigteilen im Brückenbau wird das neue, als Halbfertigteil-Segmentbauweise bezeichnete Bauverfahren präsentiert. Der Fokus liegt dabei auf dem Bau eines Prototyp-Brückensegments im Maßstab 1:1 aus 70 mm dünnen Halbfertigteilen mit einer Länge von 3,5 m, einer Breite von 12,2 m und einer Höhe von 2,5 m. Im Anschluss daran werden Anwendungsmöglichkeiten der neu entwickelten Halbfertigteilsegmente gezeigt. Am Ende der ersten Publikation werden die Vorteile, die sich im Zusammenhang mit dem reduzierten Eigengewicht im Bauzustand ergeben, anhand des Taktschiebeverfahrens veranschaulicht.

Die zweite Publikation *„Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction“* [2] widmet sich dem Schubtragverhalten im Bauzustand von Brückenträgern aus dünnwandigen Halbfertigteilsegmenten. Die Publikation zeigt Versuche und vergleichende Berechnungen zum Tragverhalten von zwei verschiedenen Konstruktionselementen.

Das erste betrifft die Querrahmen innerhalb der viereckigen Segmente. Dabei werden verschiedene Verbinder-Bauteile, welche im Steg der Brückensegmente zum Einsatz kommen, untersucht und wichtige Erkenntnisse erzielt. Diese betreffen das Tragverhalten von Gitterträgerdiagonalen und Stahl-Verbindungselementen in Doppelwänden.

Der zweite untersuchte Bereich betrifft die Fugen zwischen einzelnen Brückensegmenten. Es werden unterschiedliche Ausführungsformen als trockene Fugen und mit Vergussmörtel verfüllte Varianten untersucht.

In Halbfertigteil-Brückensegmenten können als Stege sowohl Doppelwände, als auch leichtere einschalige Wände mit nur einer Betonplatte zum Einsatz kommen. In der dritten Publikation mit dem Titel *„Zur Ortbeton-Ergänzung einschaliger Halbfertigteilwände“* [3] werden drei Lösungsmöglichkeiten für die Ergänzung solcher einschaliger Halbfertigteilwände präsentiert und anschließend auf einer Baustelle in Wien praktisch erprobt. Der Fokus liegt dabei auf einer schalungsfreien Variante mit Spritzbeton, welche mit einer Variante mit einer Schalung und einer mit einem weiteren Fertigteil verglichen wird. Neben dem Versuchsaufbau wird auf die Durchführung und die erhaltenen Ergebnisse aus Betondruckmessungen, Bohrkernen und zerstörenden Materialprüfungen eingegangen. Am Ende werden Empfehlungen für die Praxis abgegeben.

# Abstract

Long-span bridge girders are often made of prestressed concrete and with a box-shaped cross-section, as this has very high resistances to bending, shear forces and also torsion. Such prestressed concrete box girder bridges are currently either constructed on site with a formwork on a supporting structure or they are assembled from prefabricated elements, so-called segments. Both approaches have certain advantages and disadvantages, for example in terms of speed of construction or the number and design of joints in the structure.

This cumulative dissertation is composed of an introductory part and three articles published in scientific journals. It describes a new construction method for girders of prestressed concrete box girder bridges and shows three essential steps towards the development of this construction method. These were developed in the course of a multi-year research project at the Institute for Structural Engineering at the TU Wien. The idea of the novel bridge construction method is to combine the advantages of existing construction methods with in-situ concrete and prefabricated segments. For this purpose, thin-walled semi-prefabricated elements known from building construction are used. These elements are utilized to construct segments which in turn are connected to form a bridge girder. In its final position, this bridge girder acts as a supporting structure and lost formwork for the additional in-situ concrete. In the end, the result is a monolithic bridge structure without joints going through the entire cross-section.

In Part I „Introduction“ problems that arise in connection with common bridge construction methods are first explained and, building on this, the objectives for the overall project and the three detailed areas dealt with are presented. Subsequently, the applied methods and the state of the art and research are presented. After summarising the three publications, the last chapter draws conclusions that show the scientific contribution of the dissertation and presents an outlook on further development steps that are necessary to achieve practical maturity.

Part II „Publications“ shows the three papers on which the thesis is based in the original formatting of the respective publisher or in the formatting of the final submission. In the first paper entitled „*Semi-precast segmental bridges: Development of a new construction method using thin-walled semi-precast concrete elements*“ [1] first an application example

of thin-walled semi-prefabricated concrete elements for a bridge with a T-shaped cross-section is presented. Based on the successful application of semi-prefabricated elements in bridge construction, the new construction method called „semi-precast segmental bridge construction method“ is presented. The focus lies on the construction of a prototype bridge segment on a scale of 1:1 from 70 mm thin semi-precast elements with a length of 3.5 m, a width of 12.2 m and a height of 2.5 m. After that, the application possibilities of the newly developed semi-precast segments are shown. At the end of the first publication, the advantages that arise in connection with the reduced dead weight during construction phases are illustrated with the example of the incremental launching method.

The second publication „*Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction*“ [2] is devoted to the shear transfer behaviour of bridge girders made of thin-walled semi-precast segments during construction. The publication shows tests and comparative calculations on the load-bearing behaviour of two different structural elements.

The first concerns the transverse frames within the quadrangular segments. Different connector components used in the web of the bridge segments are investigated and important findings are obtained. These concern the load-bearing behaviour of lattice girder diagonals and steel connecting elements in double walls.

The second area investigated is the one of the joints between individual bridge segments. Different designs are examined as dry joints and grouted joints and grout-filled variants are investigated.

In semi-precast bridge segments, both double walls and lighter single-panel walls with only one concrete panel can be used as webs. In the third publication entitled „*On the completion of single-panel semi-precast walls with in-situ concrete*“ [3] three possible solutions for completing such single-panel semi-precast walls are presented and subsequently tested in practice on a construction site in Vienna. The focus is on a formwork-free version with shotcrete which is compared with a variant with formwork and one with another precast element. In addition to the test setup, the execution and the results obtained from concrete pressure measurements, drill cores and destructive material tests are discussed. At the end, recommendations for practice are given.

# Publikationen und Konferenzbeiträge

Dieser kumulativen Dissertation liegen die folgenden drei Publikationen zugrunde:

- Publikation [1] Fasching, S., Huber, T., Rath, M. und Kollegger, J. „Semi-Precast Segmental Bridges: Development of a New Construction Method Using Thin-Walled Prefabricated Concrete Elements“. In: *Structural Concrete* 22.3 (2021), S.1561–1573. ISSN:1751-7648. DOI: 10.1002/suco.202000474.
- Publikation [2] Fasching, S. J., Huber, T., Rath, M. und Kollegger, J. „Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction“. In: *Applied Sciences* 11.12 (Juni 2021), S. 23. DOI: 10.3390/app11125502.
- Publikation [3] Fasching, S., Stoiber, M., Rath, M. und Kollegger, J. „Zur Ortbeton-Ergänzung einschaliger Halbfertigteilewände“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 116.12 (Dez. 2021), S. 958–968. ISSN: 1437-1006. DOI: 10.1002/best.202100078.

Darüber hinaus sind im Rahmen der Forschungstätigkeit des Autors noch weitere Publikationen entstanden, welche sowohl im Forschungsgebiet der Dissertation als auch außerhalb davon liegen.

## Zeitschriftenartikel

1. Huber, T., Huber, P., Fasching, S., Vill, M. und Kollegger, J. „Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit aufgebogenen Bewehrungsstäben auf Basis photogrammetrischer Messungen“. In: *Bauingenieur*, 95.6 (2020), S.181-193 ISSN: 0005-6650. DOI: 10.37544/0005-6650-2020-06-25
2. Fasching, S., Jäger, A. und Gams, M. „Zyklische Schubversuche an Wänden aus Hochlochziegelmauerwerk“. In: *Mauerwerk* 24 (2020): S.148-161. DOI: 10.1002/dama.202000002



## Konferenzbeiträge

Der jeweils vortragende Autor ist unterstrichen

3. Fasching, S. und Kollegger, J. „Building bridges using thin-walled concrete elements and post-tensioning“. Vortrag: fib congress 2018 - better, smarter, stronger, Melbourne; 07.10.2018 - 11.10.2018. In: „Proceedings of the 2018 fib congress held in Melbourne“. (2018). ISBN: 978-1-877040-14-6. S. 3588 - 3593.
4. Fasching, S., Maier, S. und Kollegger, J. „Building box girder bridges using thin-walled pre-fabricated elements“. Vortrag: fib Symposium 2019 CONCRETE Innovations in Materials, Design and Structures 27-29 May 2019, Kraków, Poland; 27.05.2019 - 29.05.2019. In: „Proceedings of the fib Symposium 2019 held in Kraków, Poland“. (2019). ISBN: 978-2-940643-00-4; S. 1315 - 1322.
5. Fasching, S., Reichenbach, S., Huber, T. und Kollegger, J. „Post tensioned box girder bridges made from thin-walled prefabricated elements“. Poster: 20th CONGRESS OF IABSE New York City 2019. New York. 04.09.2019 - 06.09.2019. In: „20th CONGRESS OF IABSE New York City 2019“. (2019). ISBN: 978-3-85748-165-9. S. 1520 - 1526.
6. Fasching, S. und Kollegger, J. „Building bridges using thin-walled pre-fabricated concrete elements“. Vortrag: IABSE Symposium Nantes, 2018 - Tomorrow's Megastructures Report, Nantes; 19.09.2018 - 21.09.2018; In: „IABSE Symposium Nantes, 2018 - Tomorrow's Megastructures Report“. (2018). ISBN: 978-3-85748-161-1. S. S17-73 - S17-78.
7. Kollegger, J., Reichenbach, S. und Fasching, S. „Bridge Construction Using Thin-Walled Precast Concrete Elements“. Vortrag: China-Austria Forum for Postgraduates of Civil Engineering. Technische Universität Wien. 07.10.2019 - 08.10.2019.
8. Huber, T., Fasching, S. und Kollegger, J. „Shear connection between two precast concrete bridge segments built with thin-walled elements“. In: „Proceedings of the IABSE Congress Christchurch 2020 – Resilient Technologies for Sustainable Infrastructures, Christchurch, New Zealand, 3–5 February“. (2021). S. 54–61.

## Patente

9. Kollegger, J. und Fasching, S. „Verfahren zur Herstellung eines Brückenträgers einer Spannbetonbrücke“. Patent: Österreich, Nr. AT 520 193. eingereicht: 07.11.2017. erteilt: 15.02.2019.

10. Kollegger, J., Fasching, S., Maier, S. und Huber, T. „Verfahren zur Herstellung eines Brückenträgers einer Spannbetonbrücke“. Patent: PCT, Nr. PCT/AT2018/060266. eingereicht: 06.11.2018.
11. Kollegger, J., Huber, T., Fasching, S. und Maier, S. „Verfahren zur Herstellung einer Verbindung zwischen zwei Bauteilen aus Beton“. Patent: Österreich, Nr. A 50761/2018. eingereicht: 06.09.2018.
12. Kollegger, J., Huber, T., Fasching, S. und Rath, M. „Verfahren zur Herstellung eines Brückenträgers einer Spannbetonbrücke“. Patent: Österreich, Nr. AT 521 261. eingereicht: 06.09.2018. erteilt: 15.12.2019.
13. Kollegger, J., Maier, S., Fasching, S. und Huber, T. „Verankerung eines Zugglieds“. Patent: Österreich, Nr. A 50637/2018. eingereicht: 23.07.2018.

## Wissenschaftliche Berichte

14. Fasching, S., Rath, M., Huber, T., Kollegger, J. und Pauser, M. „Endbericht erstes Forschungsjahr: Brückenbau mit dünnwandigen Segmenten aus vorgefertigten Elementen“. Bericht für Forschungsförderungsgesellschaft. 2020. 19 S.
15. Fasching, S., Rath, M., Huber, T., Kollegger, J. und Pauser, M. „Endbericht zweites Forschungsjahr: Brückenbau mit dünnwandigen Segmenten aus vorgefertigten Elementen“. Bericht für Forschungsförderungsgesellschaft. 2021. 20 S.

## Betreute Diplomarbeiten

1. Mihaylova, V. „Alternativentwurf basierend auf Herstellung mittels Traggerüst für die mit Taktschiebeverfahren errichtete Brücke B2314 in Wien und Massenvergleich im Endzustand“. Betreuer: Kollegger, J. und Fasching, S. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien. 2018. Abschlussprüfung: 14.06.2018
2. Hackl, R. E. „Brückenbau mit dem Taktschiebeverfahren unter Verwendung dünnwandiger Betonfertigteile“. Betreuer: Kollegger, J. und Fasching, S. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien. 2019. Abschlussprüfung: 29.11.2019.
3. Wittmann, G. „Brückenbau mittels Vorschubrüstung und dem Einsatz von Segmenten aus hohlkastenförmigen Halffertigteilen“. Betreuer: Kollegger, J. und Fasching, S. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien. 2020. Abschlussprüfung: 23.04.2020.

4. Pusch, D. „Schubbemessung von Wänden aus Porotherm SBZ.i“. Betreuer: Schranz, Ch. und Fasching, S. Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement. TU Wien. 2020. Abschlussprüfung: 25.09.2020.
5. Stoiber, M. „Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Ergänzung von Halbfertigteilen mit Ortbeton“. Betreuer: Kollegger, J. und Fasching, S. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien. 2020. Abschlussprüfung: 25.09.2020.
6. Stoschitzky, W. „Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Ausbildung von Querrahmen in Brückensegmenten aus dünnwandigen Fertigteilen“. Betreuer: Kollegger, J. und Fasching, S. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien. 2020. Abschlussprüfung: 22.01.2021
7. Erdogan, D. „Alternativentwurf für die im Ortbeton-Freivorbau hergestellte Terfener Innbrücke unter Verwendung dünnwandiger Fertigteile“. Betreuer: Kollegger, J. und Fasching, S. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau. TU Wien 2021. Abschlussprüfung: 22.10.2021.

# Lebenslauf

## Persönliche Daten:

Name: Stephan Fasching  
Geburtsdatum: 01.03.1992  
Geburtsort: Neunkirchen  
Staatsbürgerschaft: Österreich

## Ausbildung:

Seit 01/2018 Dr.-Studium der techn. Wissenschaften Bauingenieurwesen,  
TU Wien  
03/2017 Befähigungsprüfung für das reglementierte Gewerbe  
Baumeister (mit Auszeichnung bestanden)  
03/2015-10/2016 Master-Studium Bauingenieurwesen, konstruktiver  
Ingenieurbau, TU WIEN (Diplomprüfung mit Auszeichnung)  
10/2011-02/2015 Bachelorstudium Bauingenieurwesen, TU WIEN  
09/2006-06/2011 Höhere technische Bundes- Lehr- und Versuchsanstalt Wiener  
Neustadt, Ausbildungsschwerpunkt Bauwirtschaft (Abschluss  
& Matura mit Auszeichnung)  
09/2002-06/2006 Gymnasium in Sachsenbrunn (Niederösterreich)

## Berufserfahrung

Seit 04/2019 Wienerberger AG: Junior Produktmanager (16h/Woche)  
Seit 12/2017 TU Wien: Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau  
Universitätsassistent: Zu Beginn Vollzeit, seit 04/19 Teilzeit  
(30h/Woche)  
07/2017-11/2017 PCD ZT-GmbH: Tragwerksplaner/Statiker  
11/2016-06/2017 Hilti Austria GmbH: Verkaufsberater im Außendienst  
08/2014-08/2015 Wienerberger UK: freier Dienstnehmer als BIM-Designer  
2007–2015 Diverse Praktika: unter anderem bei Wienerberger UK,  
RWT+, Hollinsky & Partner, Porr AG und Spherhansl-Bau

## Auszeichnungen und Preise

|         |   |
|---------|---|
| 10/2019 | Best Student Presentation Award at the 2019 China-Austria Forum for Postgraduates of Civil Engineering, "Bridge construction using thin-walled precast concrete elements"                                     |
| 05/2019 | VCE Innovationspreis für Exzellenzforschung im Ingenieurbau 2018. Titel der Diplomarbeit "Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit aufgebogenen Längsstäben"  |
| 10/2018 | Young Engineer Award for Best Paper in the category: Design & Construction, 5th fib Congress in Melbourne, Australia. Paper title: "Building bridges using thin-walled concrete elements and post-tensioning" |
| 2016    | Verleihung eines Leistungsstipendiums für ausgezeichnete Studienerfolge an der Fakultät für Bauingenieurwesen der TU Wien   |

# Inhaltsverzeichnis

|  |            |
|--|------------|
| <b>Vorwort</b> . . . . .   | <b>I</b>   |
| <b>Kurzfassung</b> . . . . .   | <b>III</b> |
| <b>Abstract</b> . . . . .  | <b>V</b>   |
| <b>Publikationen und Konferenzbeiträge</b> . . . . .                           | <b>VII</b> |
| <b>Lebenslauf</b> . . . . .  | <b>XI</b>  |
| <br>   |            |
| <b>I Einleitung</b>  | <b>1</b>   |
| <b>1 Problemstellung</b> . . . . .   | <b>2</b>   |
| <b>2 Zielsetzung und Abgrenzung</b> . . . . .                                  | <b>4</b>   |
| <b>3 Methodologie</b> . . . . .  | <b>7</b>   |
| <b>4 Grundlagen</b> . . . . .  | <b>8</b>   |
| 4.1 Stand der Technik: Bauverfahren für Spannbeton-Hohlkastenbrücken . . . . . | 8          |
| 4.1.1 Allgemeines . . . . .  | 8          |
| 4.1.2 Bauweisen mit Schalung und Ortbeton . . . . .                            | 9          |
| 4.1.3 Bauweisen mit Fertigteilsegmenten . . . . .                              | 11         |
| 4.1.4 Herstellung von Vollfertigteil-Brückensegmenten . . . . .                | 12         |
| 4.1.5 Einbau gesamter vorgefertigter Felder . . . . .                          | 14         |
| 4.2 Dünnwandige Halbfertigteile im Brückenbau: Stand der Technik und Forschung | 14         |
| 4.3 Die Halbfertigteil-Segmentbauweise . . . . .                               | 15         |
| 4.3.1 Allgemeines . . . . .  | 15         |
| 4.3.2 Brückensegmente aus dünnwandigen Halbfertigteilen . . . . .              | 16         |
| 4.3.3 Schubtragfähigkeit im Bauzustand . . . . .                               | 17         |
| 4.3.4 Ergänzung von Halbfertigteilen mit Ortbeton . . . . .                    | 19         |
| <b>5 Zusammenfassung der Publikationen</b> . . . . .                           | <b>20</b>  |

|  |           |
|--|-----------|
| 5.1 Zusammenfassung Publikation [1] . . . . .      | 20        |
| 5.2 Zusammenfassung Publikation [2] . . . . .      | 22        |
| 5.3 Zusammenfassung Publikation [3] . . . . .      | 25        |
| <b>6 Schlussfolgerungen und Ausblick . . . . .</b> | <b>28</b> |
| 6.1 Schlussfolgerungen . . . . .                   | 28        |
| 6.2 Ausblick . . . . .                             | 30        |
| <b>Literatur . . . . .</b>                         | <b>32</b> |
| <br>   |           |
| <b>II Publikationen . . . . .</b>                  | <b>38</b> |
| <br>   |           |
| <b>1 Publikation [1] . . . . .</b>                 | <b>39</b> |
| <b>2 Publikation [2] . . . . .</b>                 | <b>53</b> |
| <b>3 Publikation [3] . . . . .</b>                 | <b>77</b> |

# Teil I

## Einleitung



# 1 Problemstellung

Aktuelle Entwicklungen wie eine zunehmende Urbanisierung [4], der Mangel an Fachkräften [5] und das Voranschreiten des Klimawandels durch den Ausstoß großer Emissionsmengen [6] führen dazu, dass sich die Anforderungen an Brückentragwerke und deren Bau stetig weiterentwickeln. Neben den Errichtungskosten und der Sicherheit bekommen auch der Ressourcenverbrauch, die Bauzeit und die Erhaltung moderner Brücken einen immer größeren Stellenwert. Bauwerke herzustellen, die all diesen Anforderungen genügen beziehungsweise ein Optimum dieser vielen Einflussparameter darstellen, ist für planende Ingenieure eine große Herausforderung und mit den bekannten Brückenbauverfahren oft nur schwer möglich.

Träger von Spannbetonbrücken mit großen Spannweiten werden in der Regel mit einem hohlkastenförmigen Querschnitt hergestellt [7, 8]. Solche Spannbeton-Hohlkästen werden entweder klassisch mit Schalung und Rüstung vor Ort gebaut oder aus vorgefertigten Segmenten aus Vollfertigteilen hergestellt. Diese Segmente werden auf der Baustelle mit Spanngliedern zu einem Brückenträger verspannt. Beide Ansätze können auf verschiedene Bauverfahren wie den freien Vorbau, das Taktschiebeverfahren oder eine Herstellung mittels Rüstträger angewandt werden und haben gewisse Vor- und Nachteile. Eine genaue Beschreibung der gängigen Bauverfahren ist unter anderem in [7–11] zu finden. Bei manchen dieser Bauverfahren können Bauzustände bemessungsrelevant werden [12]. Für die Bemessung solcher Spannbetontragwerke wird auf [13–16] verwiesen.

Bei der Ortbetonbauweise (Abb. 1.1a) entsteht ein monolithisches Tragwerk, wie aus einem Guss. Diesem Vorteil hinsichtlich des Bauwerks selbst stehen aber Nachteile wie eine Errichtung im Freien ohne Witterungsschutz und aufwendige Arbeiten, die von qualifiziertem Personal zu erledigen sind, gegenüber. Die genannten Arbeiten betreffen neben der Herstellung von Tragkonstruktionen, welche die Schalung und das Gewicht des frischen Betons tragen, auch die Schalung selbst sowie das Verlegen von Bewehrung und Hüllrohren für das Vorspannen. Nach jedem Betoniervorgang ist eine gewisse Wartezeit erforderlich, bis eine Mindestfestigkeit für die Vorspannung des Betons vorhanden ist. Diese Faktoren können limitierend für die Bauzeit sein.

Bei Segmentbauweisen (Abb. 1.1b) ist durch das gleichzeitige Arbeiten an mehreren Orten und den hohen Vorfertigungsgrad ein weitaus schnellerer Fortschritt auf der Baustelle möglich als beim Bauen mit Ortbeton. Zusätzlich zum schnelleren Baufortschritt sind Prozesse in einem Fertigteilwerk leichter zu standardisieren und zu automatisieren als auf einer Baustelle, da dort stets Anpassungen an lokale Gegebenheiten erforderlich



(a) klassischer Ortbeton-Brückenbau mit Schalung und Rüstung, entommen aus [17],  
© DOKA GmbH



(b) Brückenbau mit vorgefertigten Vollfertigteilstegsegmenten und über dem Tragwerk liegendem Rüstträger, © VSL International: Nelamangala Expressway – Viadukt, Bangalore, Indien

**Abb. 1.1:** Aus der Literatur bekannte Brückenbauverfahren mit Ortbeton und Fertigteilsegmenten für die Errichtung von Spannbeton-Brückenträgern mit hohlkastenförmigem Querschnitt

sind. Diese einfachere Automatisierbarkeit und Standardisierung könnten in der Zukunft vorteilhaft sein, wenn vollautomatische Anlagen und Roboter in der Produktion vermehrt zur Anwendung kommen. Damit kann der mit dem Fachkräftemangel einhergehende Druck auf die Bauindustrie reduziert werden. Als nachteilig stellen sich bei dieser Bauweise die vielen Fugen als potentielle Angriffsstellen für Korrosion der Spannglieder sowie die Größe und das Gewicht der Vollfertigteilstegsegmente dar. Die großen Abmessungen machen den Transport vom Fertigteilwerk auf die Baustelle und das Versetzen der Segmente in deren finale Position im Brückentragwerk oft zu schwierigen Unterfangen. Durch das hohe Gewicht der Fertigteile sind dementsprechend schwere Gerätschaften wie Tieflader, Kräne, Rüstträger, Winden und Pressen für das Manövrieren und die Installation der Segmente erforderlich [9].

## 2 Zielsetzung und Abgrenzung

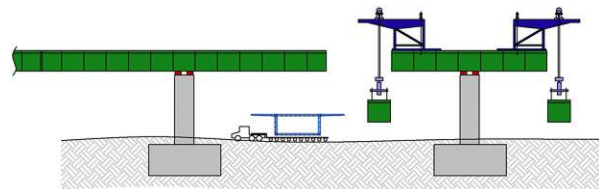
Um die in Kapitel 1 beschriebenen Nachteile, die sich bei der Errichtung von Spannbeton-Brückenträgern mit gängigen Bauverfahren ergeben zu minimieren beziehungsweise die Vorteile der bekannten Brückenbauweisen besser nutzen zu können, wurde in [18, 19] ein neues Verfahren zur Herstellung von hohlkastenförmigen Brückenträgern aus Spannbeton patentiert. Das in weiterer Folge als Halbfertigteil-Segmentbauweise bezeichnete Bauverfahren stellt eine Kombination der bekannten Bauverfahren mit Fertigteil-Segmenten, hergestellt aus dünnwandigen Halbfertigteilen, und Ortbeton dar. Dünnwandige Halbfertigteile wie Elementdecken und Doppelwände sind aus dem Hochbau bekannt [20–22].

Die Kernidee der Halbfertigteil-Segmentbauweise ist es dünnwandige Halbfertigteile aus dem Hochbau zu verwenden, um damit leichtere Versionen von Segmenten für den Brückenbau herzustellen (Abb. 2.1a). Auf der Baustelle werden die Segmente mit Vorspannung zu einem über mehrere Felder durchlaufenden Brückenträger verbunden (Abb. 2.1b). Anschließend wird der Brückenträger aus Halbfertigteilen mit Ortbeton zu einem massiven Querschnitt ergänzt und final vorgespannt.

Damit sollen der schnellere Baufortschritt und das Entfallen von Schalung und Unterstellung bei der Fertigteilsegmentbauweise mit dem Vorteil eines monolithischen Tragwerkes mit durchgehender Bewehrung aus dem Ortbetonbau vereint werden. Darüber hinaus soll durch eine Gewichtsreduktion im Bauzustand eine Einsparung von Ressourcen möglich werden, da die Schnittgrößen in bemessungsrelevanten Bauzuständen [12] reduziert werden.



(a) Prototyp eines werks-gefertigten Halbfertigteilsegmentes für den Brückenbau, entnommen aus [23]



(b) Einbau von dünnwandigen Halbfertigteilsegmenten im Freivorbau mit Versetzrahmen, entnommen aus [1]

**Abb. 2.1:** Anwendung von Halbfertigteilsegmenten für den Brückenbau

Durch das Verlagern von wesentlichen Arbeitsschritten in das Fertigteilwerk wird ein Arbeiten unter geschützten Bedingungen gewährleistet.

Das Ziel eines laufenden Forschungsprojektes am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien ist die Entwicklung dieser neuen Baumethode. Dabei wird auf vorangegangenen Forschungsarbeiten im Bereich der dünnwandigen Halbfertigteile im Brückenbau [23–26] aufgebaut. In [23] wurden beispielsweise bereits zwei Halbfertigteilsegmente gebaut (Abb. 2.1a). Dabei kam eine Methode zur Anwendung, bei der die Segmente mit ihren endgültigen Abmessungen aber ohne Füllbeton im Werk gefertigt wurden. Um den Transport der Fertigteile zu erleichtern sollen zukünftig Segmente zum Einsatz kommen, die auf der Baustelle aus einzelnen Platten zusammgebaut werden können. Neben einem Konzept für Halbfertigteilsegmente aus einzelnen Platten sind für die Entwicklung eines praxistauglichen Bauverfahrens noch weitere Fragestellungen zu klären, welche von mehreren Projektbeteiligten bearbeitet werden. Deshalb wurde das Forschungsgebiet in die folgenden Teilforschungsgebiete gegliedert, welche nachfolgend gelistet sind. Für eine klare Abgrenzung sind den Teilforschungsgebieten die Tätigkeiten des Autors dieser Arbeit zugeordnet.

- **Segmente aus dünnwandigen Halbfertigteilen**  
Prototyp Brückensegment und Publikation [1],  
Querkrafttragverhalten von Segmentstegen und Publikation [2],  
Betreuen von Diplomarbeiten [27, 28]  
weiterführende Untersuchungen: Belastungstests am Prototyp-Segment, Verbund- und Querkrafttragverhalten von Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen
- **Vorspannkonzepte unter Berücksichtigung des Bauablaufs**  
Betreuung von Diplomarbeiten [27–31]
- **Einleitung der Vorspannkräfte in dünnwandige Halbfertigteile**  
Mithilfe bei Versuchen und numerischen Simulationen
- **Schubkraftübertragung in den Fugen**  
Mithilfe bei Versuchen und numerischen Simulationen für Publikation [2]
- **Querschnittsergänzung mit Ortbeton**  
Betoniersversuche, Publikation [3], Betreuen einer Diplomarbeit [32]
- **Tragverhalten von Brückenträgern**  
kommende experimentelle und numerische Untersuchungen und Publikationen
- **Technischer Anwendungsbereich**  
Betreuung von Diplomarbeiten [27, 30, 31]
- **Wirtschaftlicher Anwendungsbereich**  
Betreuung von Diplomarbeiten

Die vorliegende Dissertation behandelt drei Veröffentlichungen, die im Zuge des laufenden Forschungsprojekts vom Autor dieser Arbeit verfasst wurden. Sie sind den Teilforschungsgebieten **Segmente aus dünnwandigen Halbfertigteilen**, **Schubkraftübertragung in den Fugen** und **Querschnittsergänzung mit Ortbeton** zuzuordnen. Darüber hinaus wurden vom Autor noch weitere Untersuchungen durchgeführt und veröffentlicht (siehe Publikationsliste auf Seite VII), oder befinden sich gerade in Arbeit. Entsprechend der oben angeführten Gliederung in Teilforschungsgebiete ergaben sich für die drei Veröffentlichungen folgende Zielsetzungen:

1. Um den Transport der Fertigteile zu vereinfachen, war das Ziel der ersten Publikation [1] ein neues Konzept für dünnwandige Brückensegmente zu erarbeiten, welche auf der Baustelle aus einzelnen Platten zusammengebaut werden können. Dabei lag das Hauptaugenmerk auf der Ausbildung von Querrahmen innerhalb des Hohlkastens und der baustellenseitigen Verbindung von einzelnen Platten zu Brückensegmenten. Darüber hinaus sollte eine weitere Reduktion des Eigengewichts während der Bauzustände durch das Ersetzen der Doppelwände im Steg durch Platten mit Rippen erzielt werden und die Vorteile, welche sich durch eine Gewichtsreduktion in den Bauzuständen ergeben, aufgezeigt werden.
2. Wenn ein Brückenträger aus solchen dünnwandigen Halbfertigteilsegmenten hergestellt wird, muss dieser Schubkräfte in Längs- und Querrichtung abtragen. Die Längsrichtung betreffen die Fugen zwischen einzelnen Segmenten und die Querrichtung die Rahmen innerhalb der einzelnen Segmente. Die Abtragung der Schubkräfte in Längs- und Querrichtung war deshalb die behandelte Thematik in der zweiten Publikation[2]. Ziel dabei war es, das Schubtragverhalten verschiedener Verbindungsbauteile in den Querrahmen sowie unterschiedlicher Arten von Fugen zwischen einzelnen Brückensegmenten zu analysieren. Daraus sollten Rückschlüsse auf die Anwendbarkeit verschiedener Ausführungsformen gezogen werden.
3. Nach der Herstellung eines Durchlaufträgers aus Halbfertigteilsegmenten wird dieser mit Ortbeton ergänzt. Für die horizontalen Boden- und Deckplatten funktioniert das mit Standard-Pumpbeton, wie es bei Elementdecken aus dem Hochbau bekannt ist. Im Steg der hohlkastenförmigen Segmente können verschiedene Ausführungsformen von Halbfertigteilen zur Anwendung kommen. Das sind beispielsweise die in [33] geregelte Doppelwand oder auch Konstruktionen mit nur einer Betonplatte (einschalige Halbfertigteilwände), die zu einer weiteren Gewichtsreduktion führen. Daher hatte die dritte Publikation [3] zum Ziel, Lösungen für die Ergänzung solcher einschaliger Halbfertigteilwände mit Ortbeton zu erarbeiten, in der Praxis zu erproben und auf deren Qualität hin zu untersuchen.



## 3 Methodologie

Den Ausgangspunkt für die Entwicklung des neuen Brückenbauverfahrens bildete die Analyse des Stands der Technik, welcher bereits existierende Baumethoden mit Ortbeton sowie diverse Segmentbauverfahren umfasst. Basierend auf vorangegangener Forschung [23–26, 34–36] kamen für die Entwicklung der neuen Brückenbaumethode sowohl möglichst praxisnahe, experimentelle Methoden, als auch numerische Verfahren zum Einsatz. Die angewandte Methodik nach dem Aufarbeiten von Literatur zum Stand der Technik und Forschung unterschied sich bei den drei behandelten Themengebieten und wird hier für jede Veröffentlichung separat beschrieben.

Zur Beantwortung der ersten Fragestellung, nämlich wie Brückensegmente auf der Baustelle aus dünnwandigen Halbfertigteilplatten gebaut werden können, wurde ein experimenteller Ansatz gewählt. Nach dem Aufarbeiten des Stands der Technik und Forschung wurde ein Prototyp-Brückensegment aus dünnwandigen Halbfertigteilen entworfen, mit gängiger Statik-Software und händischen Nachweisen auf die späteren Betonagelasten bemessen und gebaut. Dabei lag der Fokus auf der Beurteilung der Machbarkeit und Praxistauglichkeit, wobei Fertigungstoleranzen eine wesentliche Rolle spielten. Der Anwendungsbereich und die Vorteile des neuen Bauverfahrens mit einem reduzierten Gewicht in den Bauzuständen wurden durch händische Vergleichsrechnungen gezeigt.

Für die Abtragung der Schubkräfte in Längs- und Querrichtung wurde ein experimenteller Ansatz mit vergleichenden Simulationen gewählt. Die Methode bestand aus Laborversuchen auf der einen und nichtlinearen finite Elemente Berechnungen auf der anderen Seite. Durch die Verwendung von zwei Methoden zur Beurteilung der Tragfähigkeit der analysierten Konstruktionen konnten die numerischen Modelle an den realen Laborversuchen kalibriert werden. Mit Hilfe der numerischen Simulationen war es dann möglich das Tragverhalten zu unterschiedlichen Zeitpunkten im Detail zu analysieren und den Einfluss verschiedener Parameter zu untersuchen.

Für die Analyse der Ergänzung einschaliger Halbfertigteilwände mit Ortbeton wurden zuerst Lösungsvorschläge auf Basis existierender Methoden erarbeitet und anschließend auf deren Machbarkeit untersucht. Um die Qualität des entstehenden Tragwerks, bestehend aus Fertigteilen und Ortbeton, zu untersuchen wurden Bohrkerne entnommen, auf Fehlstellen untersucht und anschließend die Materialeigenschaften des Betons in zerstörenden Prüfungen ermittelt.

## 4 Grundlagen

### 4.1 Stand der Technik: Bauverfahren für Spannbeton-Hohlkastenbrücken

#### 4.1.1 Allgemeines

*Das gewählte Verfahren zur Herstellung des Überbaus ist abhängig von den vorhandenen topographischen Gegebenheiten sowie den Platz- und Höhenverhältnissen im Bereich des Bauwerks. Das Bauverfahren hat einen wesentlichen Einfluss auf die Baukosten. Der Brückenentwurf und die Ausschreibung müssen zunächst auf einem sinnvollen und wirtschaftlichen Bauverfahren basieren.*

Dieses Statement von Geissler aus [7] unterstreicht wie wichtig die Wahl eines geeigneten Bauverfahrens für die Herstellung einer Brücke ist. Es hat nicht nur Einfluss auf die Baukosten, sondern auch auf den Brückenentwurf selbst und steht damit in einem direkten Zusammenhang zur Bauzeit und dem immer wichtiger werdenden Verbrauch von Ressourcen.

Baumethoden für die Herstellung von Spannbeton-Hohlkastenbrücken lassen sich in Herstellungsverfahren mit Ortbeton und Fertigteilen unterscheiden. Bei Ortbetonbrücken werden Bauabschnittsfugen rau ausgeführt, damit entsteht ein monolithisches Tragwerk wie aus einem Guss. Bei Segmentbrücken wird der Brückenträger entlang seiner Längsachse in Abschnitte, sogenannte Segmente unterteilt, welche vorgefertigt werden. Dadurch entstehen zwischen den Segmenten Fugen, welche über den gesamten Querschnitt durchgehen und im Bereich der Stege in der Regel mit Schubnocken ausgestattet sind. Diese Segmente werden üblicherweise im Kontaktverfahren (englisch Match-Cast) hergestellt, das heißt im Fertigteilwerk direkt aneinander betoniert und anschließend zur Baustelle transportiert. Die Fugen zwischen einzelnen Segmenten werden in der Regel entweder als trockene Fugen ausgeführt oder mit Epoxidharz verklebt. In diesem Kapitel werden die gängigen Bauverfahren basierend auf [7–9, 37] kurz erläutert. Für eine umfassende Beschreibung wird auf die Literatur verwiesen.

Bei den Ortbetonbauweisen wird das Tragwerk entweder an Ort und Stelle errichtet oder unmittelbar daneben und danach in die endgültige Lage gebracht, wobei verschiedene Mechanismen zum Einsatz kommen können. Dabei ist immer eine Konstruktion erforderlich, welche die Schalung und den frischen Beton trägt, bis dieser ausgehärtet ist und



(a) Herstellung eines Spannbetonhohlkastens auf einem Lehrgerüst mit Rüsttürmen aus Stahl, entnommen aus [38], © Peri



(b) Brückenbau mit Ortbeton auf einer Vorschubrüstung, entnommen aus [9], © Thyssenkrupp Infrastructure, Saul Ingenieure

**Abb. 4.1:** Brückenbau mit Ortbeton auf ortsfestem Lehrgerüst und Vorschubrüstung

die Vorspannung aufgebracht wurde. Grundsätzlich lassen sich laut [7] drei Varianten unterscheiden, von denen noch weitere Abwandlungen oder Mischformen existieren:

- Herstellung auf Traggerüst / Lehrgerüst (siehe Abb. 4.1a)
- Taktschiebeverfahren (siehe Abb. 4.2a)
- Freivorbau (siehe Abb. 4.2b)

Bei Fertigteilbauweisen für Hohlkastenquerschnitte werden Brückenträger entweder feldweise komplett vorgefertigt und danach versetzt oder entlang der Längsachse in Abschnitte, sogenannte Segmente unterteilt. Diese Segmente können an verschiedenen Orten produziert werden. Dabei kommen sowohl stationäre Fertigteilwerke als auch temporäre Fertigteilwerke in der Nähe der Baustelle und Feldfabriken direkt auf der Baustellen in Frage. Die vorgefertigten Segmente können dann mit verschiedenen Baumethoden installiert werden, wobei diese ähnlich zu den Ortbetonbauweisen sind.

## 4.1.2 Bauweisen mit Schalung und Ortbeton

### Herstellung auf einem ortsfestem Traggerüst

Die Herstellung von Brückentragwerken auf einem Traggerüst, auch Lehrgerüst genannt, ist die bekannteste und am häufigsten eingesetzte Baumethode. Das Traggerüst ist eine Konstruktion, welche die Schalung und auch das Gewicht des Tragwerks bis zu dessen Fertigstellung in den Untergrund ableitet (siehe 4.1a). Dieses ist sehr gut an lokale Gegebenheiten anpassbar und für Brückenlängen bis zu ca. 80 bis 100 Metern wirtschaftlich [7]. Erst bei großen Höhen wird die Verwendung eines Traggerüsts unwirtschaftlich. Sind mehrere Brückenfelder mit denselben oder nahezu gleichen Spannweiten zu überbrücken macht es Sinn, anstelle eines ortsfesten Traggerüsts auf eine verschiebliche Vorschubrüstung überzugehen, welche im Anschluss näher erläutert wird.



Das Herstellen des Traggerüsts, der Schalung und der Bewehrung auf der Baustelle sind sehr aufwendige Arbeitsschritte und limitierend für den Baufortschritt.

### **Herstellung auf einer Vorschubrüstung**

Beim Brückenbau mittels Vorschubrüstung (dargestellt in Abb. 4.1b) tragen Rüstträger, die in Brückenlängsrichtung verlaufen, das Gewicht der Schalung und des frischen Betons bis das Tragwerk seine volle Widerstandsfähigkeit erreicht hat. Diese Rüstträger müssen für den Vorschub die zweifache Feldlänge aufweisen und lagern in der Regel auf Konsolen, die an den Pfeilern befestigt sind auf. Sie können entweder über oder unterhalb der Brückenkonstruktion situiert sein und werden meist als Stahlfachwerke ausgebildet [8]. Bei der Bemessung dieser Stahlkonstruktionen ist das Gewicht des Frischbetons bemessungsrelevant und die bei der Betonage entstehenden Verformungen sind bei der Planung zu berücksichtigen.

### **Taktschiebeverfahren**

Das Taktschiebeverfahren (Abb. 4.2a) kommt bei langen mehrfeldrigen Brücken über 200 Metern mit gleichen Stützweiten in einem Bereich von 30 bis 55 Metern zum Einsatz [8]. An einem Brückenende hinter dem Widerlager wird eine Feldfabrik, der sogenannte Taktkeller, errichtet [39]. Dort wird jeweils ein etwa 25 bis 30 Meter langer Betonierabschnitt, ein sogenannter Takt, hergestellt und anschließend in Brückenlängsrichtung um seine Länge über die Brückenpfeiler hinweg verschoben. Anschließend wird der nächste Takt monolithisch an den vorhergehenden anbetoniert, mit Vorspannung an diesen gekoppelt und wiederum um die Länge des Takts verschoben. Um die Größe der entstehenden Kragmomente am Brückenanfang zu reduzieren, wird am Beginn des Brückentragwerks eine möglichst leichte Stahlkonstruktion, ein sogenannter Vorbauschnabel, angebracht, mit welcher der jeweils nächste Brückenpfeiler schneller erreicht wird (Abb. 4.2a). Im Zuge des Verschiebevorgangs erfährt jeder Querschnitt des Brückenträgers, mit Ausnahme des letzten Feldes, sowohl positive als auch negative Biegemomente, weshalb für den Bauzustand eine zentrische Vorspannung (Primärvorspannung) des Tragwerks erforderlich ist. Die Größe der erforderlichen Vorspannkraft und damit die erforderliche Spannstaahlmenge ist direkt proportional zum Eigengewicht des eingeschobenen Tragwerks [40]. Sobald das Tragwerk seine endgültige Lage erreicht hat, werden weitere, in der Regel extern geführte Spannglieder mit polygonalem Verlauf (Sekundärvorspannung) gespannt [8] und ein Teil der Primärvorspannung kann bei Bedarf wieder entfernt werden [40].

### **Klassischer Ortbetonfreivorbau**

Wenn schwierige geologische oder geografische Verhältnisse beziehungsweise große Höhen oder ökologisch sensible Bereiche überbrückt werden müssen, ist der Aufbau eines Tragge-



(a) Herstellung eines Spannbetonhohlkastens mit dem Taktschiebeverfahren, entnommen aus [9], © VSL International



(b) Herstellung eines Spannbetonhohlkastens mittels klassischem Ortbeton Freivorbau, entnommen aus [9], © DOKA GmbH

**Abb. 4.2:** Brückenbau mit Ortbeton beim Taktschiebeverfahren und Freivorbau

rüsts in der Regel nicht möglich. In solchen Fällen kommt in einem Spannweitenbereich ab 70 Metern bis ca. 250 Metern, wo die Grenzen des Taktschiebeverfahrens überschritten werden, das Freivorbauverfahren zum Einsatz [7, 8]. Bei diesem Brückenbauverfahren wird ausgehend von einem oder mehreren Pfeilen nach dem Wagebalkenprinzip in beide Richtungen vorgebaut (siehe Abb. 4.2b). Dabei kommt ein Freivorbauwagen zum Einsatz, eine Konstruktion die am bereits gebauten Brückentragwerk befestigt ist, in Brückenlängsrichtung auskragt und die Schalung trägt, in welcher je ein Betonierabschnitt hergestellt wird. Nach jedem Betoniervorgang wird der betonierte Abschnitt mit Spanngliedern gegen das bestehende Brückentragwerk gespannt und trägt sein Gewicht danach selbst. Nach erfolgtem Vorspannen wird der Freivorbauwagen um eine Taktlänge (in der Regel ca. 5 Meter) nach vorne geschoben und der nächste Abschnitt hergestellt. Dabei wird üblicherweise in einem Wochentakt gearbeitet.

Bei diesem Bauverfahren ist die Kapazität des Freivorbauwagens limitierend für die Abschnittslänge und damit für den Baufortschritt.

### 4.1.3 Bauweisen mit Fertigteilsegmenten

#### Freivorbau mit Versetzrahmen oder Versetzträger

Der Ablauf beim Freivorbau mit Fertigteilsegmenten ist sehr ähnlich zu jenem beim klassischen Ortbeton Freivorbau. Ein Unterschied besteht darin, dass die Bauabschnitte in Form von vorgefertigten Segmenten zur Baustelle geliefert und nicht direkt vor Ort betoniert werden. Sobald ein Segment seine finale Position erreicht hat wird es mit Hilfe von Spanngliedern mit dem bestehenden Tragwerk verbunden. Die Installation der Fertigteilsegmente nach deren Anlieferung erfolgt mit unterschiedlicher Ausrüstung. Dafür



(a) Herstellung eines Spannbetonhohlkastens im Freivorbau mit Fertigteilsegmenten und Rüstträger, entnommen aus [9], © VSL International



(b) Feldweise Errichtung eines Spannbetonhohlkastens mittels Fertigteilsegmenten und obenliegendem Versetzträger [9], © VSL International

**Abb. 4.3:** Brückenbau mit Versetzträger und Fertigteilsegmenten beim Freivorbau und der feldweisen Errichtung

kommen entweder Versetzrahmen, eine Stahlkonstruktion ähnlich dem Freivorbauwagen in Abb. 4.2b zum Hochheben der Segmente, oder Versetzträger wie jener in Abb. 4.3a zum Einsatz. Mit einem Versetzträger können die Segmente neben der vertikalen Richtung auch in horizontaler Richtung transportiert werden. Bei beiden Bauverfahren sind das Gewicht und die Abmessungen der Segmente limitierend für den Transport sowie die Hebe- und Versetzoperationen. Darüber hinaus entstehen aufgrund der großen Kragarmlängen vor dem Lückenschluss sehr große Momente im Einspannbereich, welche sich stark vom Endzustand des fertigen Durchlaufsystems unterscheiden.

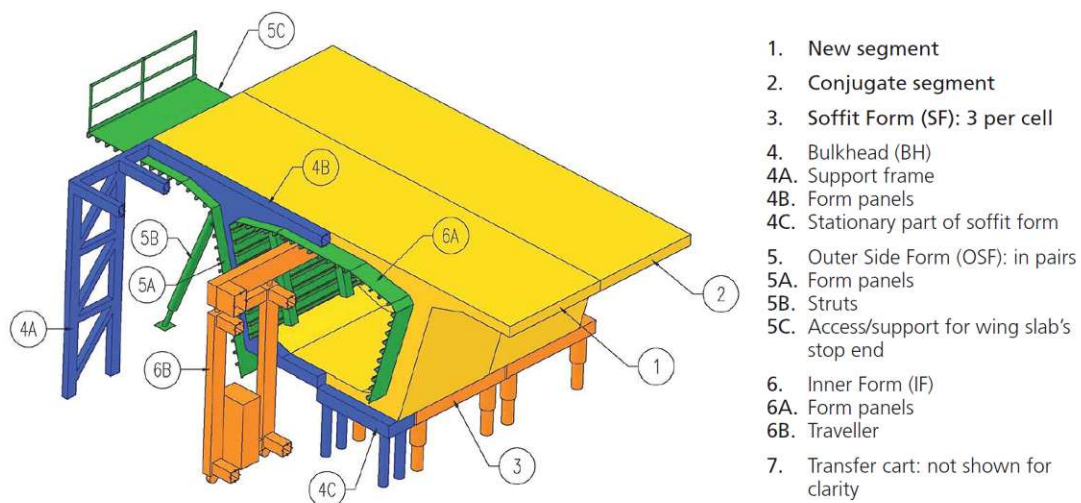
#### Feldweise Errichtung mittels Versetzträger

Bei der feldweisen Errichtung mittels Versetzträger (dargestellt in Abb. 4.3b) werden alle Segmente eines gesamten Brückenfeldes vom Versetzträger gehalten und in Position gebracht. Danach werden diese durch Vorspannung miteinander und dem bereits gebauten Tragwerk verbunden. Diese Bauweise ist somit als Pendant zum Ortbetonbau mit Vorschubrüstung zu sehen. Versetzträger müssen das Gewicht eines gesamten Brückenfeldes auf einmal tragen und sind in der Regel sehr massive Stahlfachwerke mit entsprechend hohen Investitionskosten.

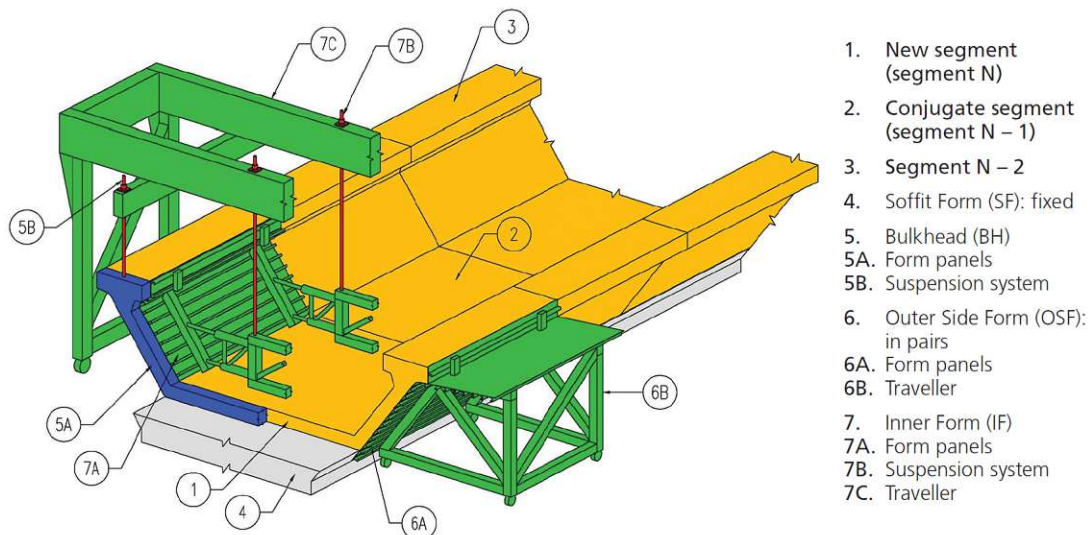
#### 4.1.4 Herstellung von Vollfertigteil-Brückensegmenten

Die Herstellung von Fertigteilbrückensegmenten mit Schubnocken geschieht üblicherweise im Kontaktverfahren (englisch Match-cast). Dabei dient für jedes Brückensegment das unmittelbar davor hergestellte Segment als stirnseitige Abschalung (siehe Abb. 4.4) [9, 40]. Mit diesem Vorgehen wird gewährleistet, dass alle Segmente eines Brückenträgers ohne Toleranzausgleich montiert werden können.





(a) Herstellung von Brückensegmenten im Kontaktverfahren mit der short-line Methode, entnommen aus [9], © VSL International



(b) Herstellung von Brückensegmenten im Kontaktverfahren mit der long-line Methode, entnommen aus [9], © VSL International

**Abb. 4.4:** Ausführungsformen des Kontaktverfahrens (engl. Match-cast) zur Herstellung von Brückensegmenten aus Vollfertigteilen

Die Herstellung im Kontaktverfahren lässt sich grundsätzlich in die “long-line“ sowie die “short-line“-Methode unterteilen. Bei der long-line-Methode (Abb. 4.4b) wird die bodenseitige Berandung des späteren Brückenträgers als Schalung hergestellt und darauf mit einer verschieblichen Schalung der gesamte Brückenträger in Form einzelner Segmente betoniert. Bei der short-line-Methode (Abb. 4.4a) wird jeweils nur ein Brückensegment als Abschaltung für das jeweils nächste Segment belassen und anschließend abtransportiert. Diese Methode benötigt zwar weniger Platz, dafür ist aber der Herstellung der richtigen Geometrie erhöhte Aufmerksamkeit zu schenken [9].

### 4.1.5 Einbau gesamter vorgefertigter Felder

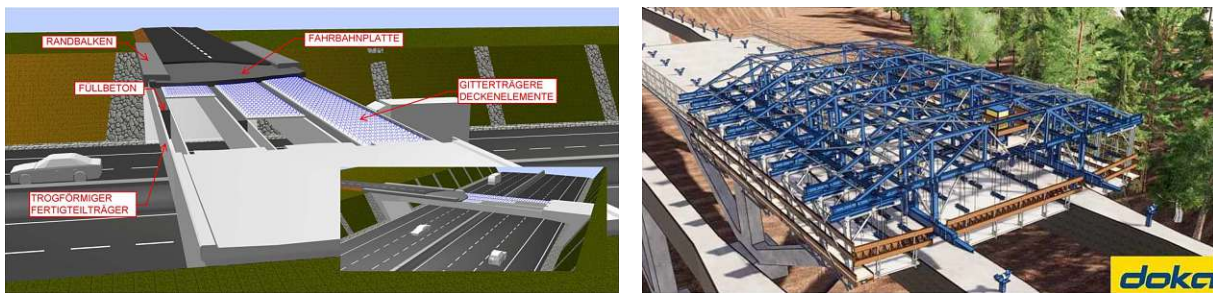
Beim Einbau gesamter vorgefertigter Felder wird ein gesamtes Brückenfeld an einem Brückenende oder in der Nähe der Brücke hergestellt und anschließend mit sehr schwerem Gerät an den Einbauort gebracht und dort versetzt. Dabei sind das Gewicht sowie die Abmessungen des fertigen Brückentragwerks limitierend für die notwendige Ausrüstung zur Herstellung der Brücke. Die hohen Investitionskosten machen diese Bauweise erst bei sehr langen Brücken ab ca. 10 Kilometern wirtschaftlich [9]. Als besonders vorteilhaft bei dieser Bauweise ist der schnelle baustellenseitige Fortschritt mit bis zu zwei Brückenfeldern pro Tag zu nennen [9].

## 4.2 Dünnwandige Halbfertigteile im Brückenbau: Stand der Technik und Forschung

Dünnwandige Halbfertigteile kamen bisher im Brückenbau hauptsächlich für die Herstellung von Fahrbahnplatten für Verbundbrücken zum Einsatz. Dort werden Elementdecken auf die stählernen Stege aufgelegt und dienen als verlorene Schalung für bauseits ergänzten Ortbeton, welcher die einzelnen Fertigteile auch miteinander verbindet [7].

Am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien wurden in den vergangenen Jahren neue Anwendungsgebiete für dünnwandige Halbfertigteile im Zuge der Entwicklung neuer Brückenbauverfahren gefunden. Den Ausgangspunkt dafür stellte die Entwicklung des Brückenklappverfahrens dar [26, 41, 42]. Bei diesem Verfahren wird ein Brückenträger in vertikaler Position errichtet und anschließend mit Hilfe von zwei Druckstreben, in Anlehnung an das Einklappen von Bögen, in seine finale horizontale Position rotiert. Bereits beim vertikalen Aufbau, aber vor allem bei der Rotation in die horizontale Lage ist ein geringes Eigengewicht vorteilhaft. Deshalb fiel die Wahl auf dünnwandige Halbfertigteile und das große Potential dieser Bauweise wurde erkannt.

Aufbauend darauf wurde von Wimmer in [24] ein Verfahren für die Herstellung von Brücken mit einem Plattenbalkenquerschnitt erarbeitet (Abb. 4.5a), welche für Spannweiten von bis zu 40 bzw. 50 Metern zum Einsatz kommen [7]. Dabei werden trogförmige Halbfertigteilträger auf der Baustelle mit einem Kran versetzt und anschließend ausbetoniert. Auf den so hergestellten Rippen wird im nächsten Schritt, ähnlich wie bei Stahl-Beton-Verbundbrücken, eine Fahrbahnplatte errichtet. Dafür können sowohl ein Verbundschalwagen [8], als auch Halbfertigteile in Form von Elementdecken wie in Abb. 4.5a zum Einsatz kommen. Eine andere Alternative dazu ist die in [25] entwickelte Methode mit Halbfertigteilplatten und einem Versetzwagen. Bei dieser werden dünnwandige Halbfertigteilplatten auf einem Montageplatz aufgelegt und durch eine erste Aufbetonschicht zu einem Abschnitt der Fahrbahnplatte verbunden. Anschließend wird dieser Fahrbahnplatten-Abschnitt mit einem Versetzwagen angehoben und zu seinem Einbauort transportiert. In



- (a) Herstellung einer Brücke mit trogförmigen dünnwandigen Halbfertigteilträgern und Elementdecken, entnommen aus [24]
- (b) Herstellung einer Fahrbahnplatte mit einem Vernetzrahmen und dünnwandigen Halbfertigteilen, entnommen aus [25]  
© DOKA GmbH

**Abb. 4.5:** Anwendungsbeispiele für dünnwandige Halbfertigteile im Brückenbau

der finalen Position wird die Fahrbahnplatte mit einer weiteren Aufbetonschicht fertiggestellt (siehe Abb. 4.5b).

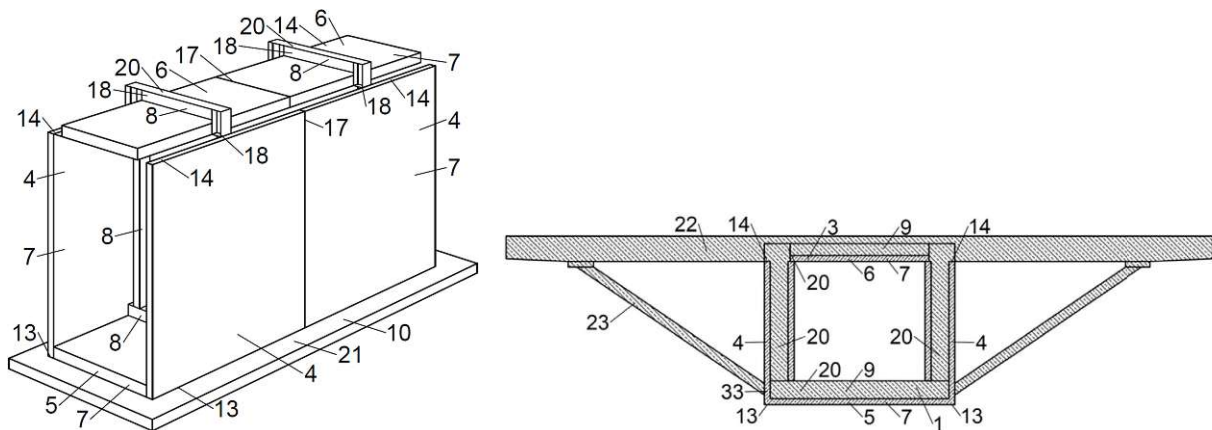
In Kapitel 2 *Zielsetzung und Abgrenzung* wurde in Abb. 2.1a auf die in [23] entwickelten Segmente aus dünnwandigen Halbfertigteilen verwiesen. In einem Vorgängerprojekt am Institut für Tragkonstruktionen wurden die genannten Brückensegmente aus dünnwandigen Halbfertigteilen gebaut und im Zuge eines Entwurfswettbewerbs eine Brücke über die Donau entworfen. Bei dieser Methode werden Brückensegmente wie bei bekannten Segmentbaumethoden in einem Fertigteilwerk hergestellt, anschließend zur Baustelle transportiert und mit Hilfe von Spannriegeln zu einem Brückenträger verbunden. Dieser wird im Anschluss mit Ortbeton ergänzt und schrittweise weiter vorgespannt.

## 4.3 Die Halbfertigteil-Segmentbauweise

### 4.3.1 Allgemeines

In [18, 19] wurde ein *Verfahren zur Herstellung eines Brückenträgers einer Spannbetonbrücke* patentiert. Die Idee dieser Bauweise ist es, wie in [23] das Gewicht der Segmente im Bauzustand zu reduzieren, um Beanspruchungen auf die Ausrüstung für die Brückenerrichtung wie Rüstträger, Kräne und Winden, aber auch auf das Tragwerk selbst während der Bauzustände zu reduzieren. Bei gewissen Bauverfahren wie beispielsweise dem Taktschiebverfahren oder dem freien Vorbau (siehe Kapitel 4.1) rufen Bauzustände Belastungszustände hervor, welche sich stark von denen des Endzustandes unterscheiden und damit für gewisse Tragwerksteile bemessungsrelevant werden können.

Zusätzlich sollen bei dem neuen Verfahren die Segmente nicht mehr im Fertigteilwerk produziert werden, sondern auf der Baustelle aus einzelnen Platten zusammengebaut werden (siehe Abb. 4.6a). Diese einzelnen Platten werden mit Rippen ausgesteift, um eine Rahmentragwirkung innerhalb der einzelnen Segmente zu erzeugen, worauf in Kapitel



(a) Zwei zusammengebaute Brückensegmente aus Halbfertigteilen mit einschaliger Wand im Steg, entnommen aus [18]

(b) Fertiges Brückentragwerk, bestehend aus dünnwandigen Halbfertigteilen mit Doppelwand im Steg und nachträglich ergänztem Ortbeton, entnommen aus [19]

Abb. 4.6: Patentzeichnungen aus [18, 19]

4.3.3 genauer eingegangen wird. Durch den bauseitigen Zusammenbau wird der Transport wesentlich vereinfacht, da keine großen Segmente, sondern nur Platten mit Rippen transportiert werden müssen. Nach dem Zusammenbau eines oder mehrerer Segmente werden diese mit Hilfe externer Vorspannung zu einem Brückenträger verbunden. Dabei kommen folgende Bauverfahren aus Kapitel 4.1 in Frage:

- Feldweise Errichtung mit Versetzträger (oben- oder untenliegend möglich)
- Taktschiebeverfahren
- Freivorbau mit Versetzrahmen oder Versetzträger
- Einbau gesamter vorgefertigter Felder

Vor der Ergänzung mit Ortbeton müssen die Querkkräfte in Brückenlängsrichtung über die zwischen den einzelnen Segmenten befindlichen Quertfugen abgetragen werden (siehe dazu Kapitel 4.3.3). Bei der Ergänzung mit Ortbeton soll gepumpter Beton zum Einsatz kommen, was bei Elementdecken und Doppelwänden bereits gängige Praxis ist. Für einschalige Wände (siehe Abb. 4.6a) ergeben sich aufgrund der nur einseitig vorhandenen verlorenen Schalung in Form einer Betonplatte neue Fragestellungen (siehe Kapitel 4.3.4).

### 4.3.2 Brückensegmente aus dünnwandigen Halbfertigteilen

Bei der Produktion der in [23] gezeigten Halbfertigteilsegmente wurden im Fertigteilwerk je zwei Doppelwände und die Deckplatte als separate Fertigteile hergestellt. Anschließend wurden die beiden Doppelwände auf einem Schalboden positioniert und die Bodenplatte



in zwei Schritten mit einer Aussteifungsrippe direkt zwischen die beiden Doppelwände betoniert (Abb. 4.7a). Zur Fertigstellung des in Abb. 2.1a gezeigten Kastenquerschnitts wurde die Deckplatte (Abb. 4.7b) auf den beiden Stegwänden aufgesetzt und mit Schweißverbindungen verbunden.

Diese Baumethode bringt zwar Vorteile hinsichtlich des Transport- und Montagegewichtes mit sich, jedoch bleiben die Abmessungen im Vergleich zu Fertigteilsegmenten unverändert. Deshalb wurde entschieden, eine neue Baumethode für Halbfertigteilsegmente zu entwickeln.

Das große Potential der leichteren Halbfertigteilsegmente wurde in den Diplomarbeiten [27, 30, 31] durch Alternativentwürfe zu ausgeführten Brückenbauwerken aufgezeigt. In diesen Arbeiten wurden auch Vorspannkonzepete entwickelt, welche einen Dekompressionszustand während aller Bauphasen gewährleisten.



(a) Betonage der Bodenplatte zwischen zwei Stegwänden, entnommen aus [23]

(b) Fertige Deckplatte vor dem Versetzen, entnommen aus [23]

**Abb. 4.7:** Werksfertigung von Brückensegmenten aus dünnwandigen Halbfertigteilen

### 4.3.3 Schubtragfähigkeit im Bauzustand

#### Schubtragfähigkeit in Querrichtung in Rahmen von Segmenten

Die in der Regel im Querschnitt viereckigen Brückensegmente müssen als biegesteife Rahmen ausgebildet werden, um einerseits während des Montierens stabil zu bleiben und andererseits um das Ergänzen mit Ortbeton zu ermöglichen. Bei diesen Rahmen (blau in Abb. 4.8a) stellen die Boden- und Deckplatte des Segments die Rahmenriegel und die beiden Stege die Stiele dar.

In Abhängigkeit der gewählten Bauweise kann es vorkommen, dass die Boden- oder Deckplatten der Brückensegmente vor den Stegen mit Ortbeton ergänzt werden. Wenn das der Fall ist, entstehen Querkraftbeanspruchungen in den Rahmenstielen, welche bei einschaligen Konstruktionen (Abb. 4.6a) von den Aussteifungsrippen in Form von Stahlträgern mit Wellsteg oder im Falle einer Doppelwand (Abb. 4.6b) von den Verbindungselementen





(a) Querkraftübertragende Bauteile in Halbfertigteilsegmenten, blau: Querrahmen, Orange: Segmentfugen, entnommen aus [2]  
 (b) Längsschubversuche Trapezblechstege, entn. aus [45]  
 (c) Schubversuche an Fugen mit Schubnocken, entnommen aus [51]

**Abb. 4.8:** Grundlagen zur Querkraftübertragung in Brückensegmenten aus dünnwandigen Halbfertigteilen

zwischen den beiden Betonplatten (Gitterträger [43] oder KAP-Verbindungselemente [44]) aufzunehmen sind.

In [45] wurden Schubversuche an Trapezblechstegen von Verbundtragwerken durchgeführt, bei denen immer zwei Versuchskörper gleichzeitig einer Längsschubkraft ausgesetzt wurden. In [46–49] wurden weitere Untersuchungen im Bereich der Trapezblechstege durchgeführt. Vom Autor konnten keine derartigen Untersuchungen zu gewellten Stegen mit angeschweißter oder durchgesteckter Bewehrung gefunden werden. Bei ungefüllten Doppelwänden konnten bis auf die vom Autor dieser Arbeit durchgeführten und in [50] veröffentlichten Versuche an den Brückensegmenten aus [23] keine weiteren Untersuchungen gefunden werden. Die in [50] publizierten Versuche zeigten zwar, dass die in dieser Konstruktion verbauten Doppelwände genügend Schubwiderstand aufwiesen, jedoch war es aufgrund der Komplexität des Versuchsaufbaus nicht möglich, den Traganteil der Gitterträger isoliert zu erfassen.

Der Versuchsaufbau aus [45] sowie das Fehlen von Untersuchungen an Wellstegträgern im Verbund und ungefüllten Doppelwänden waren die Grundlage für eigene experimentelle Untersuchungen, welche in Publikation [2] und Kapitel 5.2 erläutert werden.

### Schubtragfähigkeit in Längsrichtung über Segmentfugen

Brückensegmente aus Fertigteilen werden, wie in Kapitel 4.1.4 beschrieben, in der Regel im Kontaktverfahren hergestellt. Im verbauten Zustand bleiben die Fugen entweder trocken oder werden mit Epoxidharz verklebt.

Bei Halbfertigteilsegmenten wurde entschieden, vermörtelte Fugen (orange gekennzeichnet in Abb. 4.8a) anzuwenden, da ein gewisser Toleranzausgleich erforderlich ist, wenn die einzelnen Platten in einem Fertigteilwerk auf einer Schalung hergestellt werden und

auf der Baustelle zu Segmenten verschraubt werden. Diese vermörtelten Fugen zwischen den Segmenten haben neben dem Toleranzausgleich die Aufgabe, Schubkräfte und Normalkräfte zu übertragen. Darüber hinaus dienen sie gemeinsam mit den Fertigteilen als verlorene Schalung für später ergänzten Ortbeton und bilden die Außenoberfläche des fertigen Bauwerks.

In [51–54] wurden Untersuchungen an trockenen Fugen und mit Epoxidharz verklebten Fugen von Brückensegmenten durchgeführt. Die wichtigsten Forschungsaktivitäten auf dem Gebiet der Brückensegmente mit trockenen oder Epoxidharzfugen sind in [55] zusammengestellt. Vermörtelte Fugen wurden in [56, 57] untersucht, wobei der Fokus auf großformatigen Wandplatten für den Hochbau lag.

Die angeführte Literatur und die verwendeten Versuchsaufbauten stellten die Grundlage für die in Publikation [2] und Kapitel 5.2 gezeigten Schubversuche an unbewehrten vermörtelten Fugen zwischen Fertigteilen dar.

#### 4.3.4 Ergänzung von Halbfertigteilen mit Ortbeton

Halbfertigteile wie Doppelwände oder Elementdecken weisen in der Regel eine raue Oberfläche und Verbundbewehrung in Form von Gitterträgern auf [20, 21]. Sie werden auf der Baustelle mit Ortbeton ergänzt, wodurch ein monolithisches Betontragwerk, wie aus einem Guss entsteht. In den Bildern in Abb. 4.6 ist ersichtlich, dass die vertikalen oder geneigten Stegwände entweder als Doppelwand oder in einer leichteren Variante auch als einschalige Wand mit nur einer Betonplatte ausgeführt werden können.

Solche einschaligen Halbfertigteilwände kamen bisher im Brückenbau nicht zum Einsatz, weshalb auch keine Untersuchungen zu diesem Thema in der Literatur zu finden waren. Es gab bisher aber ähnliche Anwendungsfälle wie zum Beispiel die Sanierung einer Schleuse [58] oder den Bau eines Hochhauses in Halbfertigteilbauweise [59]. In beiden Fällen wurden bestehende Betonbauteile mit Spritzbeton verstärkt. Jedoch kamen dabei keine größeren Einbauteile wie beispielsweise Hüllrohre oder Stahlträger zum Einsatz. Die Verarbeitung und Prüfung von Spritzbeton ist in Österreich in [60–62] geregelt.

# 5 Zusammenfassung der Publikationen

## 5.1 Zusammenfassung Publikation [1]

### **Semi-precast segmental bridges: Development of a new construction method using thin-walled prefabricated concrete elements**

Ausgangspunkt für die Anwendung dünnwandiger Halbfertigteile im Brückenbau war die Entwicklung des Brückenklappverfahrens [26, 36] am Institut für Tragkonstruktionen. Bei diesem Bauverfahren wird ein Brückenträger in vertikaler Richtung hergestellt und anschließend in seine endgültige horizontale Lage geklappt. Bei diesem Vorgang ist es vorteilhaft, wenn die gesamte Konstruktion ein möglichst geringes Eigengewicht aufweist, was durch die Verwendung dünnwandiger Halbfertigteile erreicht wird. Im Zuge dieser Entwicklungsarbeiten wurde das große Potential von dünnwandigen Halbfertigteilen für den Brückenbau erkannt und weitere Bauverfahren unter Anwendung dieser leichten Halbfertigteile entwickelt. In [24] wurde ein Verfahren für die Errichtung von Brücken mit Plattenbalkenquerschnitt entwickelt. U-förmige Halbfertigteilträger werden auf der Baustelle mit dem Kran versetzt, dienen als verlorene Schalung und bilden mit dem Ortbeton den Balken-Teil des Endquerschnitts. Auf diesen Balken wird mit Standard Elementdecken die Fahrbahnplatte errichtet. Den Übergang zu weitgespannten Brücken mit einem Hohlkastenquerschnitt bilden [18, 19, 23], wobei in [23] bereits zwei Prototyp-Segmente hergestellt wurden und die Patente [18, 19] die Grundlage für die aktuellen Entwicklungen darstellt.

Um die Praxistauglichkeit der dünnwandigen Halbfertigteile aufzuzeigen, wird die in [26] genau erläuterte erste Anwendung des Brückenklappverfahrens am Beispiel der 2019 und 2020 errichteten Brücke über den Lahnbach gezeigt. In einem Naturschutzgebiet wurden insgesamt vier Brücken mit einem plattenbalkenförmigen Querschnitt errichtet. Um die Eingriffe in die Natur auf ein Minimum zu reduzieren, wurde das Brückenklappverfahren gewählt, da bei diesem Bauverfahren nur der Bereich um den Mittelpfeiler und bei den Widerlagern als Baustelle gebraucht werden. Der Bauablauf beginnt im Fertigteilwerk mit der Produktion von trogförmigen Halbfertigteilträgern und setzt sich auf der Baustelle fort. Dort werden je zwei Halbfertigteile mit Vorspannung in senkrechter Lage neben einem Hilfspylon zu einem Teilstück eines Brückenträgers verbunden und anschließend durch

Abklappen unter Anwendung des Brückenklappverfahrens in ihre horizontale Endlage gebracht. Anschließend erfolgt das gezielte Ausbetonieren und Vorspannen der einzelnen Trägerrippen, welche den Balken-Teil des Endquerschnitts darstellen und am Ende mit Hilfe eines Verbundschalwagens zum fertigen Plattenbalkenquerschnitt ergänzt werden.

Ausgehend von der erfolgreichen Anwendung von Halbfertigteilen wird mit der in Entwicklung befindlichen Halbfertigteil-Segmentbauweise eine neue Baumethode für größere Spannweiten vorgestellt. Das Konzept wird anhand der Herstellung eines Prototypen im Maßstab 1:1 mit Abmessungen von  $L=3,5$  m  $H=2,5$  m und  $B=12,2$  m erläutert.

Bei diesem Brückenbauverfahren werden im Fertigteilwerk dünnwandige Betonplatten mit integrierten Stahlträgern, die somit als Verbundbauteile wirken, hergestellt. Diese Stahlträger sind über angeschweißte Bewehrung kraftschlüssig mit dem Beton verbunden und weisen Löcher für Schrauben auf. Diese Löcher dienen im Fertigteilwerk zum platzieren einer Lehre zum exakten Positionieren der Stahlträger und auf der Baustelle zum Verbinden einzelner Platten. Als letzter Schritt im Fertigteilwerk wird Bewehrung ergänzt, die sich im späteren Ortbeton befindet, um den Arbeitsaufwand auf der Baustelle zu minimieren. Anschließend erfolgt der Transport der einzelnen Platten zur Baustelle in einem Standard-Innenlader. In einem Montagebereich auf der Baustelle werden jeweils sechs Platten mit Hilfe von Schraubverbindungen zu einem kastenförmigen Brückensegment mit Kragarmen zusammengebaut, wobei die Toleranzen in einem Bereich von ein bis zwei Zentimetern liegen. Danach ist nur noch ein kleiner Teil der Bewehrung, welcher einzelne Bauteile miteinander verbindet, einzulegen wie beispielsweise zwischen Kragarmen und Deckplatte. Obwohl beim Bau des Prototyp-Brückensegments noch ein gewisser Verbesserungsbedarf wie beispielweise die Zugänglichkeit zu Schrauben festgestellt wurde, zeigte der schnelle Zusammenbau das große Zeiteinsparungspotential auf der Baustelle. Der Bau des Prototyp-Brückensegments wurde von zwei wissenschaftlichen Mitarbeitern, einem Master Studenten und einem Kranfahrer in nur drei Stunden erledigt.

Am Ende der Publikation wird auf mögliche Anwendungsfälle von Segmenten aus dünnwandigen Halbfertigteilen eingegangen. Aus den sehr leichten Halbfertigteilsegmenten (weniger als 25% des Gewichts im Endzustand) wird mit gängigen Segmentbaumethoden, wie beispielsweise dem Taktschiebeverfahren, der Herstellung mittels Rüstträger oder dem freien Vorbau sehr schnell ein über mehrere Felder durchlaufender Brückenträger hergestellt. Dabei werden die Fugen zwischen einzelnen Segmenten mit Vergussmörtel verschlossen und die Segmente in Brückenlängsrichtung mittels Vorspannung verbunden. Danach folgt das Zulegen von Bewehrung, welche über die Fugen zwischen einzelnen Segmenten reicht und der Brückenträger wird in seine endgültige Lage gebracht. Die Fertigstellung des Tragwerks erfolgt durch das Aufbringen von gepumptem Ortbeton und schrittweisem Vorspannen weiterer Spannglieder.

Am Beispiel des Taktschiebeverfahrens sind die Vorteile des reduzierten Eigengewichts gut zu erkennen. Während des Einschiebevorgangs erfährt jede Stelle im Brückenträger alternierend sowohl negative als auch positive Momentenbeanspruchungen unterschiedlicher Größe. Diese sind durch eine, in der Regel zentrische, Vorspannung abzudecken. In der Endposition hingegen wechseln die Schnittgrößen im Bereich der Extremstellen nie das Vorzeichen. Damit geht einher, dass ein wesentlicher Teil der Spannglieder nur für das Einschieben erforderlich ist und später zum Teil wieder entfernt werden kann. Die Größe der Biegemomente ist direkt proportional zum Eigengewicht des Tragwerks. Somit kann durch eine Reduktion des Eigengewichts im Bauzustand eine Einsparung von Spannstahl und auch Beton erreicht werden. Die notwendigen Materialien können, sobald das Tragwerk seine endgültige Lage erreicht hat, dort eingebaut werden, wo sie dauerhaft gebraucht werden.

## 5.2 Zusammenfassung Publikation [2]

### **Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction**

Wird ein Brückenträger einer Spannbeton-Hohlkastenbrücke mit der neuen Halbfertigteil-Segmentbrückenbaumethode hergestellt, so entsteht im Bauzustand ein sehr filigranes leichtes Tragwerk. Die primäre Aufgabe dieses Tragwerks ist es, als verlorene Schalung für später ergänzten Ortbeton zu fungieren, um am Ende ein monolithisches Spannbetonbauwerk zu erhalten. Dabei erfolgt die Ergänzung mit Ortbeton schrittweise. Je nach lokalen Gegebenheiten und statischem System können einzelne Bauteile wie beispielsweise die Bodenplatte, die Deckplatte oder die Stege in unterschiedlicher Reihenfolge ergänzt werden.

Vor dem vollständigen Erhärten des Ortbetons müssen die Halbfertigteile dazu in der Lage sein, sämtliche Schubkräfte abzutragen, sowohl in Brückenlängsrichtung als auch in Brückenquerrichtung.

In Brückenlängsrichtung sind die Fugen zwischen einzelnen Brückensegmenten von besonderer Bedeutung. Diese Fugen müssen sowohl die Normalspannungen aus einwirkenden Biegemomenten und der Vorspannung, als auch die Querkräfte im Steg des Brückenträgers abtragen. Beide Themenfelder wurden in der Publikation [2] getrennt voneinander untersucht. In Brückenquerrichtung sind biegesteife Rahmen innerhalb der viereckigen Halbfertigteilsegmente die maßgebenden Bauteile. Die Stegwände müssen Schubkräfte abtragen, wenn die Boden- oder Deckplatte vor den Stegen ergänzt wird. Das kann zum Beispiel im Bereich über Auflagern des Brückenträgers der Fall sein, wo zuerst die Druckzone der Bodenplatte mit Ortbeton verstärkt wird. Die Rahmen wurden im Fall

des Prototyp-Brückensegments in [1] in Form von Verbundbauteilen, bestehend aus einer dünnwandigen Fertigteilplatte und einem Stahlträger mit Wellsteg, ausgebildet. Da eine Doppelwand im Steg hinsichtlich der Ergänzung mit Ortbeton eine sehr praktikable Lösung darstellt, wurden solche Konstruktionen auch untersucht.

### Tragverhalten von Querrahmen in Segmentstegen

Zur Untersuchung des Schubtragverhaltens in Querrahmen wurde ein eigener Versuchsstand entwickelt, in dem insgesamt zwölf Schubversuche an zehn Versuchskörpern durchgeführt wurden. Bei allen Versuchskörpern bildete die Basis eine quadratische Betonplatte mit 500mm Seitenlänge und 70mm Dicke. Diese Basisplatte stellt einen Flansch eines Biegeträgers dar und war über verschiedene Bauteile mit einem zweiten Flansch (entweder ein Stahlträgerflansch oder eine zweite Betonplatte) verbunden. Der untersuchte Parameter war somit das Tragverhalten, der zwischen den beiden Flanschen liegenden Verbinder. Dabei wurden die eingeleiteten Kräfte und die Verformungen der Konstruktion gemessen. Die untersuchten Verbindertypen waren:

- Doppelwand mit KAP-Stahl-Verbindern, bestehend aus einer Stahlwelle und drei geraden Distanzstäben [44]
- Doppelwand mit standard Gitterträgern  $\varnothing$  5 mm Diagonalen vom Typ E [43, 63]
- Doppelwand mit stärkeren Gitterträgern  $\varnothing$  9 mm Diagonalen vom Typ EV [43, 63]
- Dünnwandige Fertigteilplatte mit SIN-T-Träger [64, 65] und angeschweißter Längsbewehrung  $\varnothing$  12 mm zur Verbundsicherung
- Dünnwandige Fertigteilplatte mit SIN-T-Träger [64, 65] und durch Löcher im Wellsteg gesteckte Querbewehrung  $\varnothing$  14 mm zur Verbundsicherung

Zusätzlich zur experimentellen Analyse wurden alle Versuche in der nichtlinearen finite Elemente Software Abaqus modelliert. Die Materialmodelle wurden mit den im Labor gemessenen Materialparametern definiert. Dabei zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Modell und Versuch und es konnten verschiedene Parameter wie beispielsweise die Größe der Vorverformung von Gitterträgern variiert werden.

In [27] wurde ein Brückensegment bemessen und daraus die einwirkenden Schnittgrößen entnommen. Die durchgeführten Untersuchungen zeigten, dass es mit allen untersuchten Ausführungsformen möglich ist, die entstehenden Querkräfte im Steg abzutragen. Darüber hinaus konnten wichtige Erkenntnisse über das Tragverhalten der einzelnen Schubverbinder gewonnen werden:

- Bei den verwendeten Materialgütern können die Gitterträgerstäbe in einer Doppelwand bei Druckbeanspruchung als beidseitig eingespannt betrachtet werden. Die



Vorverformung hat einen sehr großen Einfluss auf die Tragfähigkeit und die Steifigkeit dieser Bauteile.

- Bei den KAP-Verbindern leisten sowohl die Welle als auch die geraden Distanzstäbe einen wesentlichen Beitrag zur Lastabtragung. Die Welle würde ohne die Stäbe nur etwa 60% der erreichten Versuchslast tragen.
- Für die Analyse des Schubtragverhaltens von dünnen Platten mit SIN-Trägern sind noch weitere Untersuchungen notwendig. Vor allem im Hinblick auf große Öffnungen in den Stegen, die für das Durchführen von Spanngliedern notwendig sind.

### **Tragverhalten von Fugen zwischen Fertigteilsegmenten**

Für die Untersuchung des Schubtragverhaltens von Fugen zwischen einzelnen Brückensegmenten wurden insgesamt 23 Abscherversuche an vorgespannten Fugen durchgeführt. Die Untersuchungsparameter waren neben der Art der Fugenausbildung auch die Höhe der konstanten Vorspannkraft orthogonal zur Fuge und der verwendete Vergussmörtel. Bei den Belastungstests wurden jeweils zwei identische Versuchskörper an einer Kontaktfläche von 100 x 140mm verbunden und vorgespannt. Die vier verschiedenen Fugentypen waren:

1. glatte trockene Fuge
2. vermörtelte glatte Fuge mit 10mm Stärke
3. vermörtelte Fuge mit Schubnocken (sogenannten shear-keys)
4. vermörtelte Fuge mit profilierter Nut (Negativ eines in die Schalung eingelegten profilierten Stabes)

Auch diese Versuchsreihe wurde im Anschluss mit der nichtlinearen Finite Elemente Software Abaqus modelliert. Dabei wurden die Reibungskoeffizienten zwischen verschiedenen Betonbauteilen anhand der durchgeführten Versuche an den glatten trockenen Fugen kalibriert. Damit war es möglich, alle Versuche korrekt nachzumodellieren und das Tragverhalten im Detail zu studieren.

Die Versuche und numerischen Simulationen zeigten, dass die Traglast durch das Verfüllen der Fugen mit Mörtel im Vergleich zu einer trockenen glatten Fuge gesteigert werden kann. Zusätzliche Schubnocken oder eine Profilierung erhöhen zwar nicht die Traglast, reduzieren aber den Lastabfall nach dem Erreichen der Maximallast und erhöhen die Duktilität. Diese Eigenschaften sind hinsichtlich einer praktischen Anwendung jedenfalls vorteilhaft.

Der Zusammenhang zwischen aufnehmbarer Schubspannung und aufgebrachtener Normalspannung ist linear. Der Reibungskoeffizient beträgt etwa 0,6 für trockene Fugen und mindestens 0,8 für vermörtelte Fugen.

## 5.3 Zusammenfassung Publikation [3]

### Zur Ortbeton-Ergänzung einschaliger Halbfertigteilwände

Bei der Halbfertigteil-Segmentbauweise wird ein über mehrere Felder durchgehender Spannbeton-Hohlkasten aus dünnwandigen Halbfertigteilen hergestellt. Dieses leichte Tragwerk dient in weiterer Folge als verlorene Schalung für bauseitig ergänzten Ortbeton, wodurch am Ende ein massiver monolithischer Brückenträger entsteht. Dabei funktioniert das Ergänzen der horizontalen Boden- und Deckplatten gleich wie bei den aus dem Hochbau bekannten Elementdecken, nämlich durch das Aufbringen von gepumptem Beton mit einer seitlichen Abschalung. Bei vertikalen oder geneigten Bauteilen wie Wänden oder Hohlkastenstegen benötigt der Ortbeton eine beidseitige Abschalung, weshalb im Hochbau meist eine Doppelwand zum Einsatz kommt, welche in ÖNORM EN 14992 [33] geregelt ist.

Für die Stege von Hohlkästen aus dünnwandigen Halbfertigteilen können sowohl Doppelwände als auch einzelne Betonwände (einschalige Halbfertigteilwände) zum Einsatz kommen. Das geringste Eigengewicht im Bauzustand wird bei der Verwendung einschaliger Halbfertigteilwände erzielt, welche auf der Innenseite mit Ortbeton zu ergänzen sind. So wird zusätzlich zur Gewichtsreduktion Zugang für das Koppeln von Hüllrohren im Steg gewährt. Nachteilig ist aber, dass aufgrund der fehlenden zweiten Betonschale ein höherer bauseitiger Aufwand für das Ergänzen mit Ortbeton erforderlich ist. In der Literatur wurden ähnliche Anwendungsfälle in [59] und [58] gefunden, bei denen Wände mit Spritzbeton ergänzt wurden, aber keine großen Einbauteile wie Hüllrohre oder Stahlträger eingespritzt wurden. Für Lösungen mit Schalung oder zusätzlichen Fertigteilen wurden keine Beispiele gefunden. Deshalb wurden drei Lösungsvorschläge für das Ergänzen einschaliger Halbfertigteilwände mit Ortbeton erarbeitet und auf einer Baustelle in Wien praktisch erprobt.

Das Hauptaugenmerk lag auf einer schalungsfreien Variante mit Spritzbeton, bei welcher die Auswirkungen von großen Einbauteilen und dem Bewehrungsgrad auf die Betonqualität untersucht wurden. Dafür wurden neben einem unbewehrten Bereich noch zwei weitere Zonen mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden hergestellt, drei verschiedene Hüllrohrtypen eingebaut und anschließend in Spritzbeton eingebettet. Von der fertigen Wand wurden Bohrkerne entnommen und auf Fehlstellen (sogenannte Spritzschatten, welche besonders hinter Einbauteilen auftreten) untersucht. An bestimmten Bohrkernen wurde die Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit in zerstörenden Versuchen geprüft. Diese Ausführungsform wurde mit zwei weiteren, aus dem Hochbau abgeleiteten Varianten verglichen.

Die zweite war eine Variante mit einer konventionellen Schalung, welche vor der Halbfertigteilwand montiert und anschließend lagenweise befüllt wurde. Bei dieser Konstruktion wird der Betondruck nicht wie im Falle einer Doppelwand über die Gitterträger im System



gehalten, sondern muss auf jeder Seite separat abgeleitet werden. Damit ist die Größe des Betondrucks für die Füllgeschwindigkeit und somit für den Baufortschritt relevant. Deshalb wurde bei dieser Variante die Entwicklung des Betondrucks über die Zeit gemessen. Dafür wurde in Anlehnung an [66] ein eigenes Messsystem entwickelt, welches zuvor im Labor mit einer Schalung, definierter Füllhöhe und Wasser sowie Beton auf seine Funktion geprüft wurde. Zusätzlich zur Messung des Frischbetondrucks wurden bei dieser Ausführungsvariante drei Bohrkerne entnommen, welche als Referenz für die Betonqualität des Spritzbetons dienten.

Bei Variante drei wurde eine zweite Halbfertigteilplatte parallel zur einschaligen Halbfertigteilwand platziert und an den Rippen des Brückensegments verankert. Durch das Koppeln der beiden Schalungen schließen sich die Betondrücke auf beiden Seiten im System kurz und es entsteht dieselbe Wirkung wie bei einer Doppelwand. Die zweite Halbfertigteilplatte wurde aber kürzer als die einschalige Halbfertigteilwand ausgeführt, so dass zwischen zwei Segmenten eine Zugangsöffnung für das Koppeln der Hüllrohre entsteht. Diese zweite Halbfertigteilwand könnte in einem Ausführungsprojekt entweder bereits im Fertigteilwerk oder auch später auf der Baustelle montiert werden. Bei dieser Variante wurde ebenfalls lagenweise mit Ortbeton befüllt und anschließend die Haftzugfestigkeit zwischen dem Ortbeton und dem aufgerauten Halbfertigteil experimentell bestimmt.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass das Auftragen von 33 Zentimeter Spritzbeton in einem Arbeitsgang kein Problem darstellt, jedoch eine beträchtliche Menge an Rückprall anfällt. Wenn die Stege der Halbfertigteilsegmente vor der Bodenplatte mit Ortbeton ergänzt werden, ist diese mit einem Schalboden vor dem Rückprall zu schützen und der anfallende Rückprall danach aus dem Hohlkasten zu entfernen. Beide Arbeitsschritte bedeuten einen erheblichen Mehraufwand auf der Baustelle. Bei der Betonqualität können große Einbauteile wie Hüllrohre oder Stahlträger zu erheblichen Fehlstellen im Gefüge von Spritzbeton führen. Diese Fehlstellen können einen negativen Einfluss auf die Spannungsverteilung im Betongefüge, den Verbund zwischen Stahl und Beton und in weiterer Folge auf die Dauerhaftigkeit der Konstruktion haben. Bei der Druckfestigkeit wurde bei den Materialprüfungen keine Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad festgestellt. Bei der Spaltzugfestigkeit hingegen war bei höherem Bewehrungsgrad ein Abnehmen der Werte zu erkennen, welches aber durch große Streuungen relativiert wird.

Bei der Variante mit konventioneller Schalung zeigte sich, dass das Manipulieren und Aufstellen der Schalung im Hohlkasten mit erheblichem und zu einem großen Teil manuellem Aufwand verbunden ist. Hier gäbe es Entwicklungspotential durch ein Vormontieren der Schalung im Fertigteilwerk oder das Verwenden einer an der Deckplatte fixierten verschieblichen Schalung. Die Befüllung geschah in drei Lagen mit zweistündigen Intervallen. Während dieser Zeit reduzierte sich der Betondruck auf etwa die Hälfte des anfänglichen Maximalwertes und wurde nach dem Einfüllen der darüberliegenden Lage schlagartig zu

Null. Das wird auf eine Verformung der weichen Holzschalung zurückgeführt und steht im Einklang mit den Ergebnissen anderer Untersuchungen [67]

Der Schalungsaufwand reduziert sich bei der Variante mit einer kürzeren inneren Halbfertigteilplatte erheblich, da diese bereits an vorgefertigten Ankerpunkten befestigt werden kann. Die Haftzugversuche zeigten den sehr guten Verbund zwischen einem aufgerauten Halbfertigteil und dem Füllbeton.

# 6 Schlussfolgerungen und Ausblick

## 6.1 Schlussfolgerungen

Ausgehend von bereits entwickelten Brückenbauverfahren mit dünnwandigen Halbfertigteilen und deren erfolgreicher praktischer Anwendung sowie zwei Patenten wird in dieser kumulativen Dissertation ein neues Bauverfahren für Brückenträger von Spannbeton-Hohlkastenbrücken vorgestellt. Basierend darauf werden drei Fragestellungen behandelt.

Bei der Halbfertigteilsegmentbauweise werden plattenförmige dünnwandige Halbfertigteile benutzt, um sie auf der Baustelle zu Brückensegmenten zu verbinden. Diese Brückensegmente werden im Anschluss mit Hilfe gängiger Segmentbaumethoden versetzt und der entstandene Brückenträger mit Ortbeton ergänzt, so dass am Ende ein monolithisches Tragwerk entsteht, das in seiner Wirkungsweise einer Ortbetonkonstruktion entspricht.

Durch den Bau und den Transport eines Prototyp-Brückensegments konnte gezeigt werden, dass das Konzept der bauseitigen Herstellung von Brückensegmenten große Vorteile mit sich bringt. Der Transport wird im Vergleich zu Vollfertigteilen wesentlich erleichtert. Der gebaute Prototyp wies im zusammengebauten Zustand Abmessungen von 12,20 x 3,50 x 2,50 Metern auf, konnte zerlegt aber mit einem standard Innenlader LKW transportiert werden. Der schnelle Zusammenbau des Brückensegments zeigt das große Zeiteinsparungspotential auf der Baustelle im Vergleich zu Ortbetonbauweisen. Dies wird durch das Wegfallen beziehungsweise starke Reduzieren von Arbeiten für Schalung, Bewehrung und Unterstellung möglich. Eine Analyse der Schnittgrößen im Bauzustand für das Taktschiebeverfahren zeigt, dass die Einwirkungen auf das Tragwerk während des Einschleibvorgangs stark reduziert werden. Damit wird es möglich, die zentrische Vorspannung, welche nur für die Errichtung einer Brücke notwendig ist, wesentlich materialsparender zu bemessen.

Nichtsdestotrotz wurden im Zuge der Untersuchungen auch Verbesserungspotentiale erkannt. Diese betreffen beispielsweise die Zugänglichkeit von Schraubverbindungen im Nahbereich von Bewehrungsstäben, was einen positiven Einfluss auf die Bauzeit hat.

Experimentelle und numerische Untersuchungen an verschiedenen Konstruktionen zu Schubkraftübertragung in den Stegen von Rahmen in Brückensegmenten zeigten die Praxistauglichkeit verschiedener Ausführungsformen, die zum Einsatz kommen können, um Brückensegmente in Querrichtung auszusteiern.

Bei Doppelwänden sind sowohl Gitterträger, als auch KAP-Verbindungselemente geeignet, um auftretende Schubbeanspruchungen aufzunehmen, wobei je nach Verbindertyp eine unterschiedliche Anzahl von Verbindern erforderlich ist. Bei Gitterträgern von Doppelwänden zeigte sich, dass diese als beidseitig eingespannt gelagerte Stäbe betrachtet werden können und deren Vorverformung einen wesentlichen Einfluss auf die maximal erreichbare Traglast haben. Die Schubtragfähigkeit von KAP-Verbindungselementen, die aus einer Stahlwelle und drei Edelstahlstäben bestehen, wird nicht nur von der Stahlwelle, sondern auch wesentlich von den drei Stäben beeinflusst.

Bei einschaligen dünnwandigen Betonplatten mit einbetonierten Wellstegträgern zeigte sich, dass die Wellstegträger die erforderlichen Lasten aufnehmen können. Für ein tieferes Verständnis des Tragverhaltens, vor allem bei Bauteilen mit großen Öffnungen im Bereich der Wellstege, sind weitere Untersuchungen erforderlich.

Die Fugen zwischen einzelnen Brückensegmenten sollen beim vorgestellten Bauverfahren vermörtelt ausgeführt werden, um einen Toleranzausgleich zu erlauben. In einem Versuchsprogramm wurden verschiedene Ausführungsformen von Segmentfugen sowohl experimentell als auch numerisch auf deren Tragverhalten untersucht. Dabei zeigten sowohl Fugen mit Schubnocken als auch eine neu entwickelte Variante mit einer profilierten Nut für verbessertes Verfüllen eine hohe Tragfähigkeit und Duktilität. Bei der Variante mit profilierter Nut wird beim Vermörteln in den Hohlraum der Nut ein Verfüllschlauch eingeführt und anschließend gezogen. Dadurch kann der Rest der Fuge dünner ausgeführt werden und folglich Vergussmörtel eingespart werden. Für die weitere Anwendung beim Bau von Brückenträgern werden in Abhängigkeit des gewählten Verfüllprozesses die profilierte Nut oder alternativ Schubnocken empfohlen.

Nach der Herstellung eines Brückenträgers aus dünnwandigen Halbfertigteilen wird dieser mit Ortbeton ergänzt. Dies kann bei horizontalen Bauteilen und Doppelwänden wie üblich mit gepumptem Ortbeton erfolgen. Durch die Verwendung von einschaligen Wandplatten anstatt von Doppelwänden in den Stegen der Brückensegmente kann das Eigengewicht reduziert werden. Für einschalige Wände wurden drei verschiedene Ausführungsformen untersucht, wobei der Hauptfokus auf einer schalungsfreien Variante mit Spritzbeton lag. Zum Vergleich wurden eine Variante mit konventioneller Schalung und eine mit einem zusätzlichen Fertigteil, die in ihrer Wirkungsweise einer Doppelwand entspricht, ebenfalls untersucht. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass der Einsatz von Spritzbeton bei großen Einbauteilen wie Hüllrohren oder Stahlträgern zu einer unbefriedigenden Betonqualität führt. Zusätzlich entsteht ein erheblicher Mehraufwand für das Entfernen von Rückprall aus dem Hohlkasten. Der Druck auf eine Schalung beim Verfüllen mit Ortbeton nimmt sehr rasch ab. Basierend auf diesen Erkenntnissen wird für die Praxis empfohlen, Halbfertigteil-Brückensegmente wenn möglich mit einer Doppelwand auszuführen. Das bringt auch Vorteile hinsichtlich der Übertragung von Längsschubkräften zwischen Steg und Deckplatte

mit sich. Bei einer Doppelwand berühren sich die innere Wandschale und die Deckplatte direkt und können somit verbunden werden. Bei einer einschaligen Wand hingegen verbleibt der Bereich über dem Steg frei, um dort Beton einfüllen zu können. Folglich wären gesonderte Stahlkonstruktionen erforderlich, um den Längsschub zu übertragen. In [27] wurden beispielsweise Konstruktionen aus Stahl vorgeschlagen, welche weiterentwickelt werden können.

## 6.2 Ausblick

Die dieser Dissertation zugrundeliegenden Veröffentlichungen sind im Zuge eines mehrjährigen Forschungsprojekts mit mehreren Projektbeteiligten entstanden, welches entsprechend Kapitel 2 in verschiedene Teilforschungsgebiete gegliedert ist. An dieser Stelle wird sowohl auf bereits abgeschlossene, nicht in den behandelten Veröffentlichungen enthaltene sowie auf gerade laufende und kommende weitere Forschungstätigkeiten eingegangen, welche vom Autor dieser Arbeit behandelt werden.

### Segmente aus dünnwandigen Halbfertigteilen

Das in [1] gezeigte Brückensegment wurde ins Labor der TU Wien transportiert und dort mit Hilfe statischer Belastungstests das Aufbringen von Ortbeton simuliert. Diese Untersuchungen zeigten, dass ein Aufbringen von Ortbeton auf die Kragarme des Segments, wo die Wellstege keine Öffnungen aufwiesen möglich wäre, bei der Boden und Deckplatte die Tragfähigkeit jedoch zu gering ist. Das frühzeitige Versagen geschah aufgrund der großen Öffnungen für Hüllrohre im Bereich der Wellstege. Dort war durch die Schwächung des Stegs nicht mehr das übliche Tragverhalten eines Verbundträgers zu beobachten, sondern ein Vierendeel-System und es kam zum Ausreißen der Wellstegträger aus dem Beton.

Basierend darauf wurden zwei Versuchsserien durchgeführt. Die erste betraf den Verbund zwischen Stahlträgern und Betonplatten. Dafür wurden Ausziehversuche von Wellstegträgern aus dem Beton durchgeführt und eine optimierte Verbundbewehrung als Alternative zu den im Prototyp in [1] verwendeten angeschweißten Längsstäben entwickelt, welche eine höhere Tragfähigkeit aufweist. Die zweite Versuchsserie betraf das Schubtragverhalten von dünnen Fertigteilplatten mit Aussteifungsrippen. Dafür wurde ein Versuchsaufbau konzipiert, der die statische Wirkung eines Brückensegments nachbildet um damit das Tragverhalten verschiedener Varianten von Bodenplatten zu analysieren. Bei diesen Varianten handelte es sich um Betonplatten mit einer Dicke von 70 bzw. 100 mm und unterschiedlichen Arten von Rippen. Diese Rippen waren entweder ein Stahlträger mit verschiedenen Öffnungen für Hüllrohre oder eine Betonrippe, ebenfalls mit Löchern für Hüllrohre.

Die beiden Versuchsreihen haben gezeigt, dass durch eine Optimierung der Verbundbewehrung und der verbauten Rippen eine ausreichende Tragfähigkeit für eine Anwendung im Brückenbau erreicht wird. Derzeit befinden sich die Ergebnisse noch in Evaluierung und werden Teil zukünftiger Veröffentlichungen sein.

Weiteres Entwicklungspotential ist bei der Übertragung von Längsschubkräften in Brückensegmenten mit einer einschaligen Wand im Steg gegeben. Hier wurden in [27] beispielsweise Stahlkonstruktionen vorgeschlagen, welche vor einer praktischen Anwendung zu entwickeln sind.

## Tragverhalten von Brückenträgern

Bei der vorgestellten Bauweise spielt das zeitabhängige Materialverhalten von Beton eine entscheidende Rolle. Halbfertigteile werden hoch vorgespannt, mit Ortbeton ergänzt und danach weiter vorgespannt. Um die maximal zulässigen Spannungen im Beton nicht zu überschreiten ist es vorteilhaft, mit zeitabhängigen Spannungsumlagerungen zu bemessen. Um die Größe dieser Umlagerungen besser quantifizieren zu können, werden in einem nächsten Schritt Kriechversuche zur Umlagerung von Spannungen zwischen hoch vorgespannten Fertigteilen und später ergänztem Ortbeton durchgeführt.

Daran anschließend soll das Tragverhalten von Brückenträgern aus dünnwandigen Halbfertigteilen untersucht werden. Dafür werden mehrere Brückensegmente mit Vorspannung zu einem Brückenträger verbunden und dieser anschließend Belastungstests unterzogen. Dabei werden die Erfahrungen aus den bisherigen Forschungsarbeiten aller Projektbeteiligten aus den unterschiedlichen Teilforschungsgebieten zusammengeführt.

## Kritische Punkte und Übergang in die Praxis

Ein Nachteil im Vergleich zu mit dem Kontaktverfahren hergestellten Fertigteilsegmenten stellen derzeit die Fugen zwischen einzelnen Brückensegmenten dar. Beim neuen Bauverfahren müssen diese auf der Baustelle mit Vergussmörtel verfüllt werden. Dieser Vergussmörtel muss eine gewisse Mindestfestigkeit erreichen (Dauer in der Regel von etwa einem Tag) bevor vorgespannt werden kann, was den limitierenden Faktor für die Bauzeit darstellt. Wenn eine Methode gefunden werden kann, mit der die einzelnen Brückensegmente mit einer ähnlich hohen Genauigkeit hergestellt werden können wie beim Kontaktverfahren, erhöht sich die Konkurrenzfähigkeit des Bauverfahrens erheblich.

Nach dem Abschluss der laufenden Forschungsarbeiten ist es das Ziel, das entwickelte Bauverfahren in der Praxis zu erproben.

# Literatur

- [1] Fasching, S., Huber, T., Rath, M. und Kollegger, J. „Semi-precast segmental bridges: Development of a new construction method using thin-walled prefabricated concrete elements“. In: *Structural Concrete* 22.3 (2021), S. 1561–1573. ISSN: 1751-7648. DOI: 10.1002/suco.202000474.
- [2] Fasching, S. J., Huber, T., Rath, M. und Kollegger, J. „Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction.“ In: *Applied Sciences* 11.12 (Juni 2021), S. 23. DOI: 10.3390/app11125502.
- [3] Fasching, S., Stoiber, M., Rath, M. und Kollegger, J. „Zur Ortbeton-Ergänzung einschaliger Halbfertigteilwände“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 116.12 (Dez. 2021), S. 958–968. ISSN: 1437-1006. DOI: 10.1002/best.202100078.
- [4] Taubenböck, H. und Wurm, M. „Globale Urbanisierung – Markenzeichen des 21. Jahrhunderts“. In: *Globale Urbanisierung: Perspektive aus dem All*. Hrsg. von H. Taubenböck, M. Wurm, T. Esch und S. Dech. Berlin, Heidelberg: Springer, 2015, S. 5–10. ISBN: 978-3-662-44841-0. DOI: 10.1007/978-3-662-44841-0\_2.
- [5] Fuchs, J. „Demografie und Fachkräftemangel: Die künftigen arbeitsmarktpolitischen Herausforderungen“. In: *Bundesgesundheitsblatt - Gesundheitsforschung - Gesundheitsschutz* 56.3 (März 2013), S. 399–405. ISSN: 1436-9990, 1437-1588. DOI: 10.1007/s00103-012-1616-y.
- [6] Nationale Akademie der Wissenschaften Leopoldina. *Klimawandel: Ursachen, Folgen und Handlungsmöglichkeiten*. Halle, 2021. DOI: 10.26164/LEOPOLDINA\_03\_00327.
- [7] Geißler, K. *Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*. Berlin, Germany: Wiley-VCH Verlag GmbH, Mai 2014. ISBN: 978-3-433-60343-7. DOI: 10.1002/9783433603437.
- [8] Mehlhorn, G. und Curbach, M. *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. 3. Aufl. 2014. Wiesbaden: Springer Vieweg, Feb. 2015. ISBN: 978-3-658-03339-2.
- [9] Members of IABSE Working Group 6. *Bridge Deck Erection Equipment*. ICE Publishing, Jan. 2018. ISBN: 978-0-7277-6193-4. DOI: 10.1680/bdee.61934.



- [10] Reis, A. J. und Pedro, J. J. O. *Bridge Design: Concepts and Analysis*. John Wiley & Sons, Juni 2019. ISBN: 978-0-470-84363-5.
- [11] Haveresch, K. und Maurer, R. „Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken“. In: *Beton-Kalender 2015*. Hrsg. von K. Bergmeister, F. Fingerloos und J. D. Wörner. John Wiley & Sons, Ltd, 2014. Kap. 12, S. 679–818. ISBN: 978-3-433-60340-6. DOI: 10.1002/9783433603406.ch12.
- [12] Fingerloos, F., Zwicky, D., Vogel, T., Potucek, W. und Vill, M. „Normen und Regelwerke“. In: *Beton-Kalender 2015*. Hrsg. von K. Bergmeister, F. Fingerloos und J. D. Wörner. John Wiley & Sons, Ltd, 2015. Kap. 14, S. 905–1146. ISBN: 978-0-12-800058-8. DOI: 10.1002/9783433603406.ch14.
- [13] Rombach, G. *Spannbetonbau*. 2. aktualisierte Edition. Berlin: Ernst & Sohn, Apr. 2010. ISBN: 978-3-433-02911-4.
- [14] Holst, R. und Holst, K. H. *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton: Entwurf, Konstruktion und Berechnung*. 6. Edition. Berlin: Ernst & Sohn, Dez. 2013. ISBN: 978-3-433-60305-5.
- [15] Tue, N. V., Reichel, M. und Fischer, M. *Berechnung und Bemessung von Betonbrücken*. John Wiley & Sons, Feb. 2016. ISBN: 978-3-433-60310-9.
- [16] Geßner, S., Niedermeier, R., Alexander Ahrens, M., Hegger, J., Fischer, O. und Mark, P. „Spannbetonbau – Entwicklung, Bemessung und Konstruktion“. In: *Beton Kalender 2017*. Hrsg. von K. Bergmeister, F. Fingerloos und J. D. Wörner. John Wiley & Sons, Ltd, 2016. Kap. 1, S. 1–100. ISBN: 978-3-433-60680-3. DOI: 10.1002/9783433606803.ch1.
- [17] *Brücken - Doka*. URL: <https://www.doka.com/at/projects/bridges/bruecken> (Zugriff am 29. 11. 2021).
- [18] Kollegger, J. und Fasching, S. „Verfahren zur Herstellung eines Brückenträgers einer Spannbetonbrücke“. Patent Nr.: AT 520 193 (Wien). Feb. 2019.
- [19] Kollegger, J., Fasching, S., Huber, T. und Rath, M. „Verfahren zur Herstellung eines Brückenträgers einer Spannbetonbrücke“. Patent Nr.: AT 521 261 (Wien). Dez. 2019.
- [20] Furche, J. und Bauermeister, U. „Flachdecken in Elementbauweise mit Gitterträgern“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109.11 (2014), S. 783–792. ISSN: 1437-1006. DOI: 10.1002/best.201400072.
- [21] Furche, J. und Bauermeister, U. „Elementbauweise mit Gitterträgern nach Eurocode 2“. In: *Beton-Kalender 2016*. Hrsg. von K. Bergmeister, F. Fingerloos und J. D. Wörner. John Wiley & Sons, Ltd, 2016. Kap. 4, S. 469–635. ISBN: 978-3-433-60341-3. DOI: 10.1002/9783433603413.ch4.



- [22] Furche, J. und Bauermeister, U. „Elementbauweise mit Gitterträgern“. In: *Beton-Kalender 2021*. Hrsg. von K. Bergmeister, F. Fingerloos und J. D. Wörner. John Wiley & Sons, Ltd, 2021. Kap. 5, S. 421–606. ISBN: 978-3-433-61020-6. DOI: 10.1002/9783433610206.ch5.
- [23] Reichenbach, S. „Areas of application of thin-walled precast concrete elements: From integral bridges with short and medium spans to multi-span bridges“. Dissertation. Wien: TU Wien, 2019.
- [24] Wimmer, D. „Entwicklung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung“. Dissertation. Wien: TU Wien, 2016.
- [25] Gaßner, K. „Ein neues Verfahren zur Herstellung von Brückenfahrbahnplatten aus Fertigteilplatten mit Aufbetonschichten“. Dissertation. Wien: TU Wien, 2020. DOI: 10.34726/hss.2020.86820.
- [26] Kollegger, J., Suza, D., Proksch-Weilguni, C. und Träger, W. „Entwicklung und Erste Anwendung des Brückenklappverfahrens“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 115.7 (2020), S. 484–494. DOI: 10.1002/best.202000010.
- [27] Wittmann, G. „Brückenbau mittels Vorschubrüstung und dem Einsatz von Segmenten aus hohlkastenförmigen Halbfertigteilen“. Diplomarbeit. Wien: TU Wien, 2020.
- [28] Stoschitzky, W. „Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Ausbildung von Querrahmen in Brückensegmenten aus dünnwandigen Fertigteilen“. Diplomarbeit. Wien: TU Wien, 2021.
- [29] Mihaylova, V. „Alternativentwurf basierend auf Herstellung mittels Traggerüst für die mit Taktschiebeverfahren errichtete Brücke B2314 in Wien und Massenvergleich im Endzustand“. Diplomarbeit. Wien: TU Wien, 2018.
- [30] Hackl, R. E. „Brückenbau mit dem Taktschiebeverfahren unter Verwendung dünnwandiger Betonfertigteile“. Diplomarbeit. Wien: TU Wien, 2019.
- [31] Erdogan, D. „Alternativentwurf für die Im Ortbeton-Freivorbau hergestellte Terfener Innbrücke unter Verwendung dünnwandiger Fertigteile“. Diplomarbeit. Wien: TU Wien, Sep. 2021.
- [32] Stoiber, M. „Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Ergänzung von Halbfertigteilen mit Ortbeton“. Diplomarbeit. Wien: TU Wien, 2020.
- [33] *ÖNORM EN 14992: 2012 09 01 - Betonfertigteile - Wandelemente*. Wien: Austrian Standards Institute.
- [34] Reichenbach, S. und Kollegger, J. „Detailed study of bridges out of thin walled precast concrete elements“. In: *Procedia Engineering* 156 (2016), S. 388–394. ISSN: 18777058. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.08.312.

- [35] Reichenbach, S. und Kollegger, J. „Erecting bridges using lightweight precast thin-walled concrete girders“. In: *03.2016*. CPI-Worldwide.Com. 3 2016 (2016), S. 126–130.
- [36] Gmainer, S. „Brückenklappverfahren: Untersuchungen zur Entwicklung eines praxistauglichen Bauverfahrens“. Dissertation. Wien: TU Wien, 2011.
- [37] Rosignoli, M. „Chapter 27 - Bridge construction equipment“. In: *Innovative Bridge Design Handbook*. Hrsg. von A. Pipinato. Boston: Butterworth-Heinemann, 2016, S. 701–717. ISBN: 978-0-12-800058-8. DOI: <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-800058-8.00027-X>. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/B978012800058800027X>.
- [38] *Autobahnbrücke über den Rio Sordo, Portugal*. URL: <https://www.peri.de/projekte/brueckenbau-tunnelbau-verkehrsbau/autobahnbruecke-ueber-den-rio-sordo.html> (Zugriff am 29.11.2021).
- [39] Göhler, B. *Brückenbau mit dem Taktschiebeverfahren: Entwurf und Ausführung*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, Jan. 1999. ISBN: 978-3-433-01792-0.
- [40] Huang, D. und Hu, B. *Concrete Segmental Bridges: Theory, Design, and Construction to AASHTO LRFD Specifications*. CRC Press, Jan. 2020. ISBN: 978-1-4987-9900-3. DOI: 10.1201/9780429485473.
- [41] Kollegger, J. und Wimmer, D. „Vorgespannte Klappbrücke aus Doppelwänden - Vom Hochbau- zum Ingenieurbauteil“. In: *Tagungsband, 58. Ulmer Betontage, 02/2014*. Neu – Ulm, 2014.
- [42] Kollegger, J., Foremniak, S., Suza, D., Wimmer, D. und Gmainer, S. „Building bridges using the balanced lift method“. In: *Structural Concrete* 15.3 (Sep. 2014), S. 281–291. ISSN: 1751-7648. DOI: 10.1002/suco.201400024.
- [43] *Filigran E-Gitterträger und Filigran EV-Gitterträger für Fertigteileplatten mit statisch mitwirkender Aufbetonschicht*. Zulassung Z-15.1-147. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), 2018.
- [44] *Kappema - Home*. URL: <http://www.kappema.com/> (Zugriff am 16.03.2021).
- [45] Raichle, J. und Kuhlmann, U. „Trapezblechstege im Verbundbau“. In: *Stahlbau* 84.10 (2015), S. 763–770. ISSN: 1437-1049. DOI: 10.1002/stab.201510317.
- [46] Leblouba, M., Junaid, M. T., Barakat, S., Altoubat, S. und Maalej, M. „Shear buckling and stress distribution in trapezoidal web corrugated steel beams“. In: *Thin-Walled Structures* 113 (Apr. 2017), S. 13–26. ISSN: 0263-8231. DOI: 10.1016/j.tws.2017.01.002.
- [47] Driver, R. G., Abbas, H. H. und Sause, R. „Shear Behavior of Corrugated Web Bridge Girders“. In: *Journal of Structural Engineering* 132.2 (Feb. 2006), S. 195–203. ISSN: 0733-9445, 1943-541X. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:2(195).

- [48] Zhou, M., Liu, Z., Zhang, J., An, L. und He, Z. „Equivalent computational models and deflection calculation methods of box girders with corrugated steel webs“. In: *Engineering Structures* 127 (Nov. 2016), S. 615–634. ISSN: 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.08.047.
- [49] Novák, B. und Röhms, J. „Anwendung von Trapezblechstegen im Brückenbau“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104.9 (2009), S. 562–569. ISSN: 1437-1006. DOI: 10.1002/best.200900685.
- [50] Fasching, S., Reichenbach, S., Huber, T. und Kollegger, J. „Post tensioned box girder bridges made from thin-walled prefabricated elements“. In: *The evolving Metropolis, 2019 IABSE Congress New York City*. New York City, Sep. 2019, S. 1520–1526. ISBN: 978-3-85748-165-9.
- [51] Specker, A. „Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken“. Dissertation. Hamburg: Technische Universität Hamburg, 2001. DOI: 10.15480/882.1060.
- [52] Buyukozturk, O., Bakhoun, M. M. und Michael Beattie, S. „Shear Behavior of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges“. In: *Journal of Structural Engineering* 116.12 (Dez. 1990), S. 3380–3401. ISSN: 0733-9445. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:12(3380).
- [53] Zhou, X., Mickleborough, N. und Li, Z. „Shear Strength of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges“. In: *ACI Structural Journal* 102.1 (Jan. 2005), S. 3–11.
- [54] Jiang, H., Chen, L., Ma, Z. J. und Feng, W. „Shear Behavior of Dry Joints with Castellated Keys in Precast Concrete Segmental Bridges“. In: *Journal of Bridge Engineering* 20.2 (Feb. 2015), S. 04014062-1–04014062-12. DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000649.
- [55] Ahmed, G. H. und Aziz, O. Q. „Shear strength of joints in precast posttensioned segmental bridges during 1959–2019, review and analysis“. In: *Structures* 20 (Aug. 2019), S. 527–542. ISSN: 2352-0124. DOI: 10.1016/j.istruc.2019.06.007.
- [56] Chakrabarti, S. C., Nayak, G. C. und Paul, D. K. „Shear Characteristics of Cast-In-Place Vertical Joints in Story-High Precast Wall Assembly“. In: *Structural Journal* 85.1 (Jan. 1988), S. 30–45. ISSN: 0889-3241. DOI: 10.14359/2965.
- [57] Sørensen, J. H., Hoang, L. C., Olesen, J. F. und Fischer, G. „Test and analysis of a new ductile shear connection design for RC shear walls“. In: *Structural Concrete* 18.1 (2017), S. 189–204. ISSN: 1464-4177. DOI: 10.1002/suco.201600056.
- [58] Reschke, T. „Instandsetzung unter Betrieb mit einem schnell erhärtenden Spritzbeton“. In: *Bautechnische und geotechnische Aspekte beim Schleusenbau* 93 (2011), S. 7–28.

- [59] Kumar, S. „Innovative prefabricated hih-rise modular buidling“. In: *Better, Smarter, Stronger, Proceedings of the 2018 Fib Congress held in Melbourne*. Melbourne, Okt. 2018, S. 8.
- [60] *ÖNORM EN 14487-2: 2007 01 01 - Spritzbeton - Teil 2: Ausführung*. Wien: Austrian Standards Institute.
- [61] *ÖNORM EN 14488-1: 2005 11 01 - Prüfung von Spritzbeton - Teil 1: Probenahme von Frisch- und Festbeton*. Wien: Austrian Standards Institute.
- [62] *Richtlinie Spritzbeton*. 2009. Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik.
- [63] *Gitterträger - FILIGRAN Trägersysteme GmbH & Co. KG*. URL: <https://www.filigran.de/%20de/produkte/gittertraeger> (Zugriff am 16.03.2021).
- [64] Gartner, E. *SINTRÄGER (Wellstegträger) Technische Dokumentation*. Techn. Ber. Wien: Zeman & Co Gesellschaft mbH, 2015.
- [65] *Competence in Steel*. URL: <https://www.zeman-stahl.com/> (Zugriff am 16.03.2021).
- [66] Graubner, C.-A. und Proske, T. *Einfluss der Betoniergeschwindigkeit auf das Entlüftungsverhalten sowie den entstehenden Schalungsdruck bei Verwendung von selbstverdichtendem Beton: Abschlussbericht September 2002*. Bauforschung / T 3235. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2002. ISBN: 978-3-8167-8275-9.
- [67] Preinstorfer, P. und Kollegger, J. „Doppelwand aus Ultrahochleistungsbeton“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 112.6 (2017), S. 346–354. ISSN: 1437-1006. DOI: 10.1002/best.201700017.

# Teil II

## Publikationen

# 1 Publikation [1]

- Titel: Semi-precast segmental bridges: Development of a new construction method using thin-walled prefabricated concrete elements
- Autoren: Stephan Fasching, Tobias Huber, Michael Rath, Johann Kollegger
- Veröffentlichungstyp: Aufsatz in Fachzeitschrift
- Titel des Mediums: Structural Concrete
- ISSN (Online): 1751-7648
- ISSN (Print): 1464-4177
- DOI: <https://doi.org/10.1002/suco.202000474>
- Ausgabe: Volume 22, Issue 3
- Seiten: 13
- Herausgeber: Luc Taerwe
- Verlag: John Wiley & Sons
- Erscheinungsjahr: 2021
- Peer Reviewed: Ja, Impact Factor 2,174 im Jahr 2020
- Status: Veröffentlicht
- Formatierung: Veröffentlichtes Original



# Semi-precast segmental bridges: Development of a new construction method using thin-walled prefabricated concrete elements

Stephan Fasching  | Tobias Huber  | Michael Rath | Johann Kollegger

Institute of Structural Engineering, TU Wien, Institute of Structural Engineering, Vienna, Austria

## Correspondence

Stephan Fasching, TU Wien, Institute of Structural Engineering, Vienna, Austria.  
Email: stephan.fasching@tuwien.ac.at

## Funding information

Austrian Research Promotion Agency (FFG), Grant/Award Number: 880272

## Abstract

In order to understand the overall picture, the different technologies for the use of thin-walled prefabricated elements in bridge construction as well as the first-time application of them in a bridge project in Austria are described in this paper. Thereafter a newly developed construction method for the on-site fabrication of lightweight box-shaped segments from thin-walled concrete elements, strengthened with steel girders, is explained with the focus lying on the construction of a prototype in a 1:1 scaling. The conceptional design, the manufacturing in a prefabrication plant in Austria and the transport to a construction site are illustrated. Finally, an application example of the new technology is shown based on a design using the incremental launching method. The research confirms the feasibility of the on-site assembly of segments from thin-walled prefabricated elements and that this construction method, once minor constructive details will be solved in the ongoing research project, has great potential for a broad application in bridge construction.

## KEYWORDS

bridge construction, concrete, lightweight girder, monolithic bridge girder, post-tensioning, semi-prefabricated, thin-walled prefabricated elements

## 1 | INTRODUCTION AND STATE OF THE ART

Concrete bridges are usually built by either casting in situ concrete on a scaffolding system, using the incremental launching, or the balanced cantilever method or by varieties of precast erection methods using segments, girders, or complete precast structures.<sup>1, 2</sup> In most cases there is a

strict differentiation between in situ casting of concrete and prefabrication, with each construction approach having its specific advantages and drawbacks.

In recent years, several new bridge construction methods have been developed at the Institute of Structural Engineering of TU Wien.<sup>3–5</sup> The novel bridge construction techniques merge the basic methods, and are therefore a combination of prefabrication and in situ casting of concrete and their attributes. Thin-walled prefabricated concrete elements, such as double walls or semi-prefabricated slab elements are well-known and have been used successfully in building construction for decades.<sup>6, 7</sup> These very light thin-walled prefabricated elements are utilized to rapidly

Discussion on this paper must be submitted within two months of the print publication. The discussion will then be published in print, along with the authors' closure, if any, approximately nine months after the print publication.

This is an open access article under the terms of the Creative Commons Attribution License, which permits use, distribution and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

© 2021 The Authors. Structural Concrete published by John Wiley & Sons Ltd on behalf of International Federation for Structural Concrete.

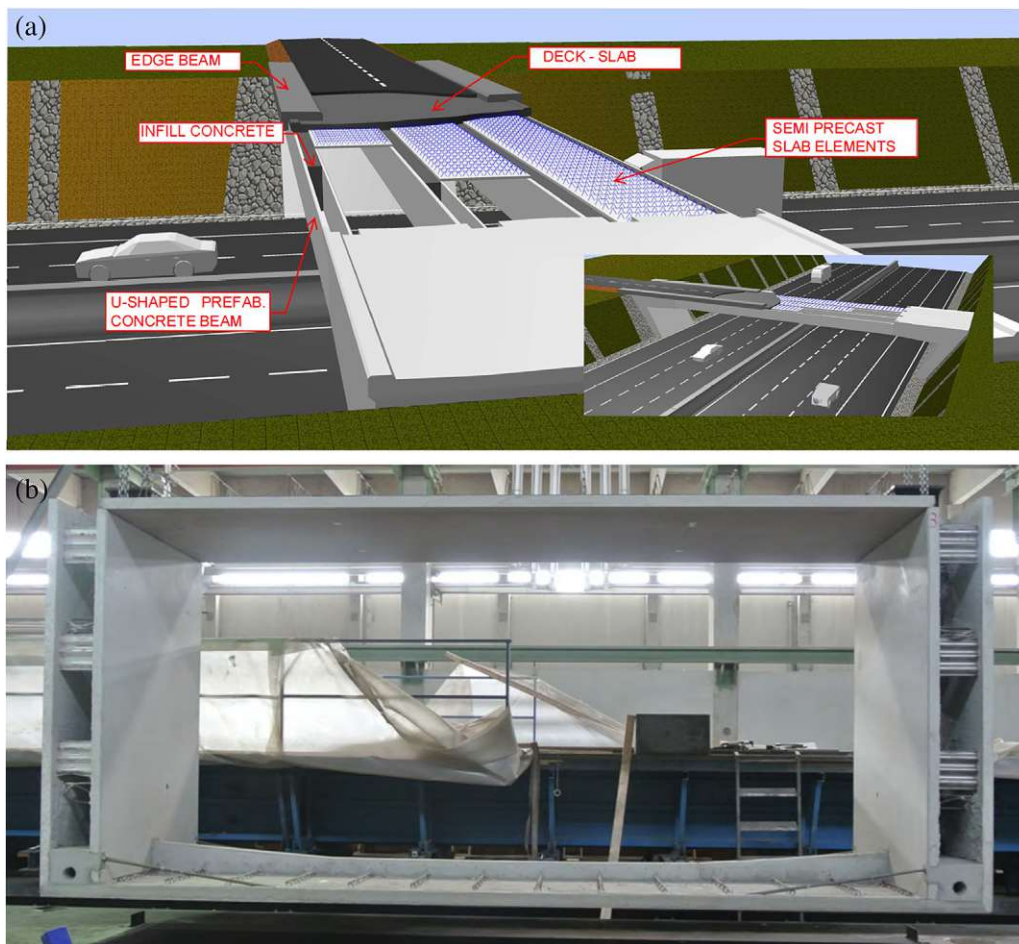
construct a part of the superstructure before acting as a lost formwork and falsework for later added in situ concrete. After hardening of the additionally placed in situ concrete on top of the prefabricated parts with a rough surface, the whole structure acts as a monolithic superstructure.<sup>8</sup>

The idea of repurposing thin-walled concrete elements from building construction for the erection of bridges was born during the development of the balanced lift method, where a bridge girder is erected in a vertical position next to the pier before being rotated into its final horizontal position,<sup>3, 9</sup> very similar to the method of lowering of arch halves. To enable the execution of such a rotation process and to minimize the stresses during the procedure, the weight of the structure must be kept to a minimum. The inventors of the construction method found thin-walled prefabricated elements to be the optimal solution to this problem.

Realizing the potential of the thin-walled elements for bridge construction, with the formwork and falsework in many bridge projects being very expensive (37% of the costs

for the erection of the bridge deck of a medium-span bridge, according to Ref. 10) and time-consuming parts and the construction stages often being crucial for the design of an entire superstructure, especially for long-span bridges,<sup>11</sup> further approaches for the application were developed at TU Wien. The first technology developed is suitable for the erection of T-beam bridges, which cover spans of up to 50 m,<sup>1</sup> and is described in Reference 5. In this method U-shaped girders are produced in a prefabrication plant, are then transported to the construction site where they are mounted, installed and filled with in situ concrete, creating the beam part of the T-beam bridge. Once the beams are finished the structure is completed by the deck-slab, by for example utilizing semi-prefabricated slab elements and pumped concrete, as shown in Figure 1(a) or using a formwork carriage as in the bridge described in Section 2.1.

Large-span bridges are usually built using girders with box-shaped cross-sections erected by traditional construction methods<sup>1, 2</sup> or variations of them. Limitations



**FIGURE 1** (a) U-shaped girders made from thin-walled pre-fabricated elements, taken from Ref. 13; (b) box girder segment made from double wall elements and thin-walled plates<sup>4</sup>

in construction speed or the size of prefabricated parts are set due to the hardening of concrete or the lifting capacities of cranes and the maximum sizes of transports respectively. At the Institute of Structural Engineering of TU Wien different technologies for the construction of box-shaped segments have been developed.<sup>4, 12</sup> These methods do not only combine the advantages of different construction methods such as a monolithic superstructure without continuous joints of in situ casting of concrete and the high construction speed of precast segmental erection methods, but also discard some of their drawbacks such as the need for formwork and scaffolding on the construction site. An example for a prototype segment built from double wall elements and semi-precast slab elements is shown in Figure 1(b).

In this paper, the first-time application of this technology in a bridge project in Austria is described. Moreover, the further development of this technology for the application for large-span bridges is illustrated. Therefore, a newly developed construction method for the on-site fabrication of lightweight box-shaped segments from thin-walled concrete elements, strengthened with steel girders, is explained with the focus lying on the construction of a prototype in a 1:1 scaling.

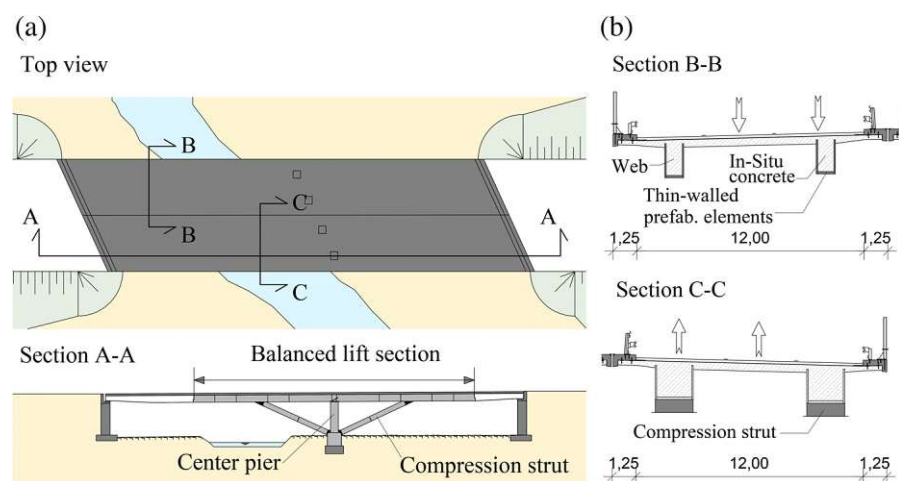
## 2 | CONSTRUCTION OF FOUR T-BEAM BRIDGES IN AUSTRIA USING THIN-WALLED PREFABRICATED ELEMENTS

### 2.1 | Project description

In 2019 and 2020, during the construction of the new motorway S7 in the southern part of Austria, the rivers

Lafnitz and Lahnbach had to be bridged, with one bridge for each direction erected, resulting in a total number of four bridges. The construction site is in a sensitive nature reserve area called Natura 2000, which called for the fulfillment of specific requirements concerning the building lot. Due to the restrictions, the novel balanced lift method was chosen, as it only requires little construction space next to the pier and the abutments and therefore keeps the environmental impact to a minimum, as described in detail in Reference 9. A longitudinal section and top view of the bridges across the river Lahnbach are depicted in Figure 2(a), showing the slender structure with the 72 m long balanced lift section in the center of the bridge. The outer parts of the webs, highlighted in dark grey in the cross sections in Figure 2 (b), show the thin-walled prefabricated elements that were used to build the U-shaped girders, which were rotated using the balanced lift method before being filled with pumped concrete to form a solid web in the final state. Due to the rough surface of the prefabricated elements and the use of lattice girders between the prefab and the on-site concrete, both parts of the cross-section can be taken into consideration for structural design calculations. Figure 2(b)) clearly shows the small area and thus the small weight of the thin-walled prefabricated girder, which already contains all ducts and a major part of the reinforcement for the final state, in relation to the entire structure.

The successful and practically problem-free first-time application of thin-walled prefabricated elements in bridge construction proves the feasibility of the concept and clearly shows the advantages of this novel hybrid bridge construction method, which not only reduces the dead-load during erection but also allows for a rapid on-site construction.



**FIGURE 2** (a) Longitudinal section and top view of the bridges across the river Lahnbach, taken from Ref. 9; (b) cross sections of the bridges across the river Lahnbach, taken from Ref. 9



### 2.1.1 | Construction of precast U-shaped girders

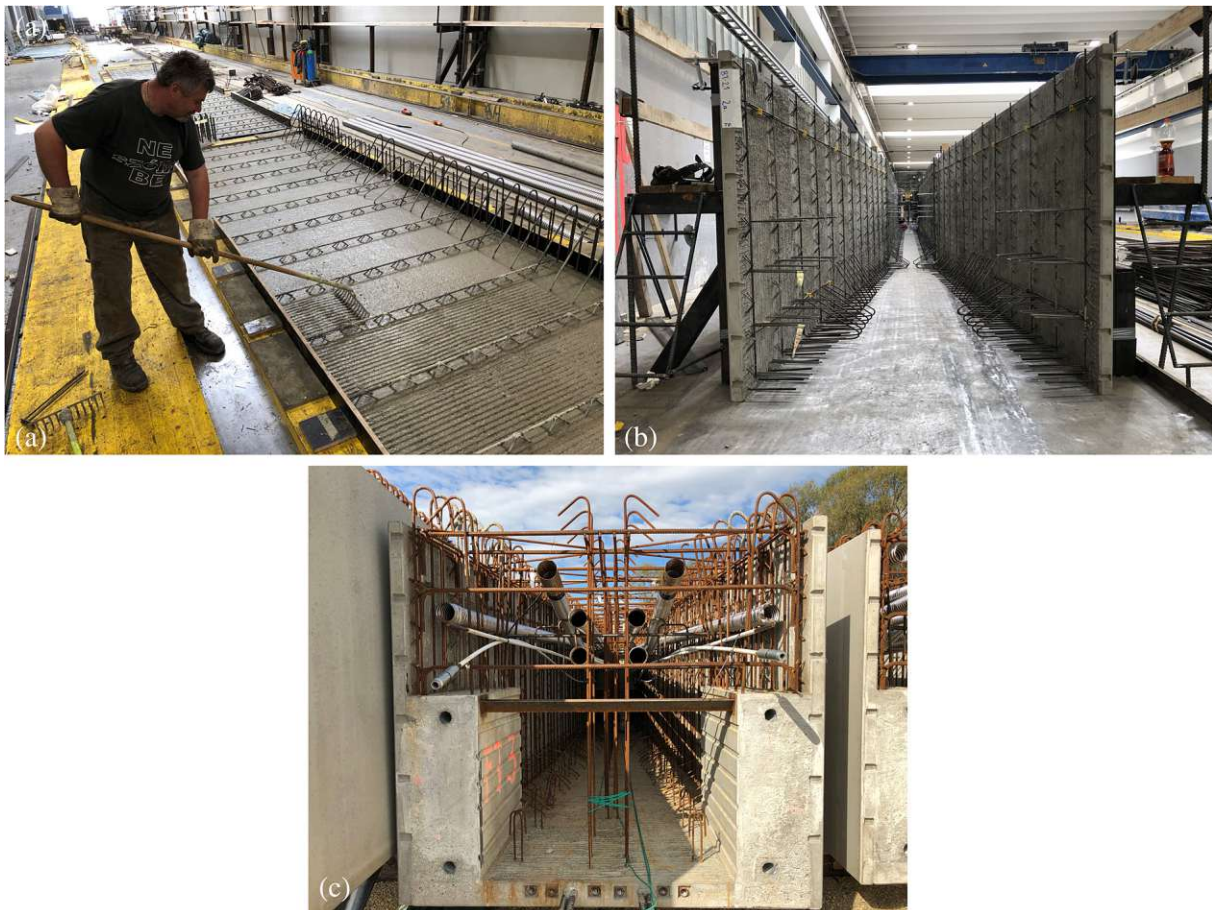
The 72 m long balanced lift section of the bridges was built using six prefabricated parts. The two 18 m long compression struts, the balanced lift girder, consisting of four parts ( $2 \times [19.5 \text{ m} + 16.5 \text{ m}]$ ) and the prefabricated girders with lengths of 9.4 and 20.4 m that were placed between the balanced lift section and the abutments, resulted in a total of eight prefabricated parts which were required for the erection of one web. With each bridge consisting of two webs (16 parts) and four bridges being erected a total number of 64 prefabricated concrete elements had to be produced and transported to the construction site.

U-shaped girders were used in the rotation process as described in Section 2.1.2 and acted as formwork for the subsequently added in situ concrete, as shown in Figure 2(b)). All prefabricated elements were produced in the factory of Franz Oberndorfer GmbH & Co. KG in

Carinthia in the south of Austria. The production began with the manufacturing of thin-walled concrete slabs on standard casting beds made of steel, as shown in Figure 3 (a) whereby a thickness of 70 mm was chosen and the inner surface of the concrete plates was raked to obtain a rough interface for the later added in situ concrete. Once hardened, two slabs were placed upright as shown in Figure 3(b) creating the walls of the individual girders. Between those two standing concrete plates a 120-mm thick bottom slab was cast. That slab connected the two wall elements and created the U-shaped girder as shown in Figure 3(c) taken at the construction site.

### 2.1.2 | On-site construction and transformation process

After the transport of the individual thin-walled U-shaped girders and the hollow compression struts to



**FIGURE 3** (a) Production of thin-walled prefabricated elements on a standard casting bed and roughening of the concrete surface; (b) upright positioning of thin-walled concrete elements before casting the bottom slab; (c) finished U-shaped girder with all ducts and reinforcement for the additional in situ concrete

the construction site the assembly of the structure began as shown in Figure 4.

The first construction step consisted of placing the two compression struts in a vertical position next to the pier and connecting them to the pier using steel hinges and bolts. After that, the lower parts of the bridge girders were positioned next to the two compression struts, and connected to them, once again with hinges. This construction stage is shown in Figure 4(a). In the next phase, the two upper parts of the two bridge girder halves were placed on top of the lower ones. The joint between the two individual girder parts was filled with grout. Once the grout had reached a compressive strength of 5 MPa, the two parts were connected, turning them into continuous beams (Figure 4(b)).

The two bridge girder halves were tilted inwards and connected to each other at the very top before the rotation mechanism was activated by pushing the

compression struts apart using hydraulic jacks (Figure 4(c)). Once set in motion, the structure was slowly lowered by strand jacking systems which had been placed at the top of the auxiliary pier (Figure 4(d)). The lowering process for the girders to reach their final horizontal position took approximately 3 h.

The final position of the girder was aligned before additional temporary tendons between the bridge girder and the auxiliary pier were installed (Figure 4(e)). To stabilize the system the nodes were filled with concrete and the two compression struts were filled with self-compacting concrete pumped in from the bottom to avoid air pockets. The additionally needed girders to span to the abutments were mounted and the joints grouted. With the girder erected and installed the filling with in situ concrete commenced. The girder was symmetrically filled with standard pumped in situ concrete as displayed in Figure 4(e). Simultaneously



**FIGURE 4** Construction steps of the Lahnbach bridge: (a) assembly of two compression struts and two lower parts of the bridge girders next to the pier; (b) assembly of the two upper parts of the bridge girder; (c) rotation initiation phase: Pushing the compression struts apart; (d) lowering process; (e) filling the U-shaped girders with pumped in situ concrete; (f) construction of the carriageway slab with a formwork carriage, taken from Ref. 9



post-tensioning tendons were stressed in a targeted manner during the different construction stages.

The cross section as depicted in Figure 2(b) was completed with a deck slab as would be the case for a steel-concrete-composite bridge using a formwork carriage, as shown in Figure 4(f), with a casting section length of 15 m.

### 3 | APPLICATION OF THIN-WALLED PREFABRICATED ELEMENTS TO BOX GIRDERS FOR LARGE MULTI-SPAN BRIDGES

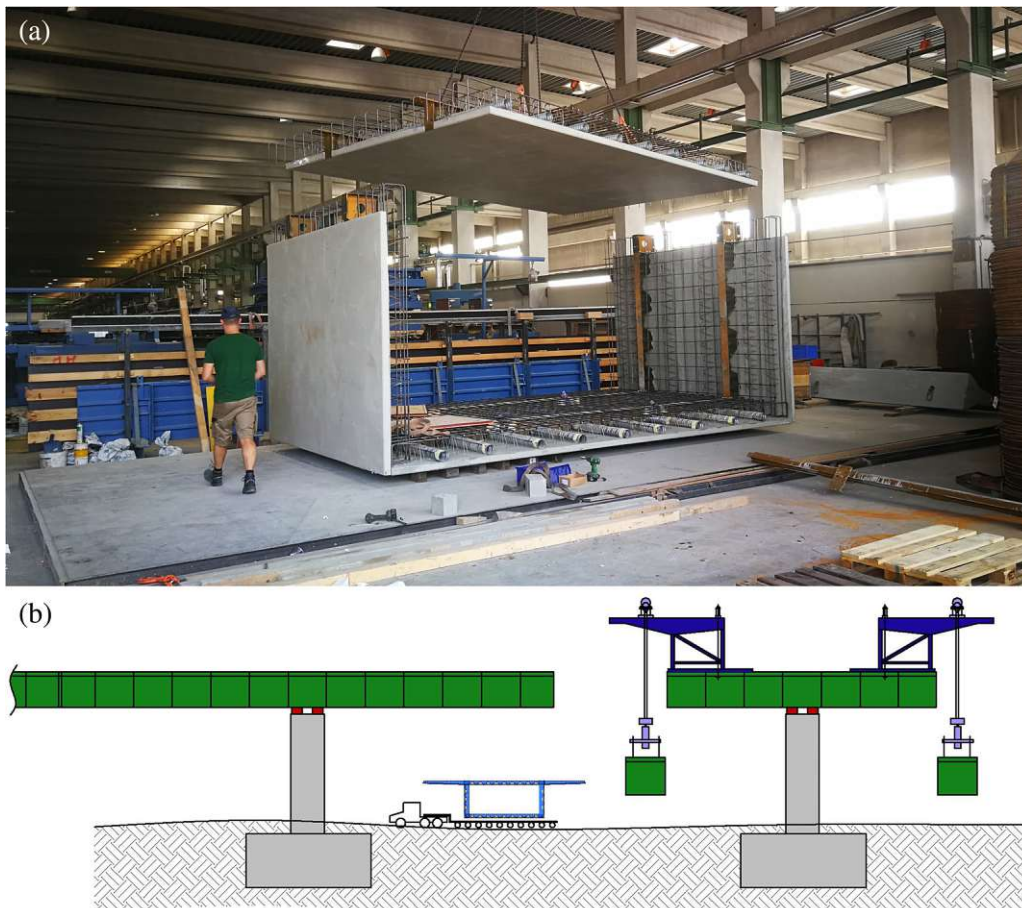
#### 3.1 | Introduction of the new construction method

Large span concrete bridges are usually erected with a box-shaped girder<sup>14</sup> as this type of cross section offers great resistance against bending around both axis as well as against

torsional stresses. According to Ref. 2, bridges with a box cross section are usually built by in situ casting of the concrete or numerous different precast segmental erection methods.

In Reference 12, a new approach for the construction of bridges with a box-shaped girder is described. This method uses precast segments, assembled out of thin-walled prefabricated concrete slabs as shown in Figure 5 (a), to build a lightweight bridge girder. For the presented method existing precast segmental bridge construction methods and post-tensioning can be used to assemble the segments on site, as shown for the example of the balanced cantilever method with lifting frames in Figure 5 (b). As described for the smaller U-shaped girders in Section 2.1.1 the erected lightweight girder acts as formwork and falsework for the later added in situ concrete allowing the prefabricated elements to become an integral part of the final superstructure.

This novel construction method unites the high construction speed of precast erection with the advantage of



**FIGURE 5** (a) Assembly of a lightweight segment; (b) installation of lightweight segments to form a bridge girder, using the balanced cantilever method with lifting frames



a monolithic superstructure without continuous joints from the in situ casting while discarding some of the existing drawbacks of both methods. In segmental erection methods very heavy and large segments must be transported and lifted multiple times, a problem that is no longer existent when using lightweight slabs. In on-site casting of concrete a lot of formwork and falsework is needed which becomes unnecessary when thin concrete elements act as formwork and can bear the loads coming from the fresh in situ concrete.<sup>15</sup>

### 3.2 | Prototype box girder bridge segment made from thin-walled elements

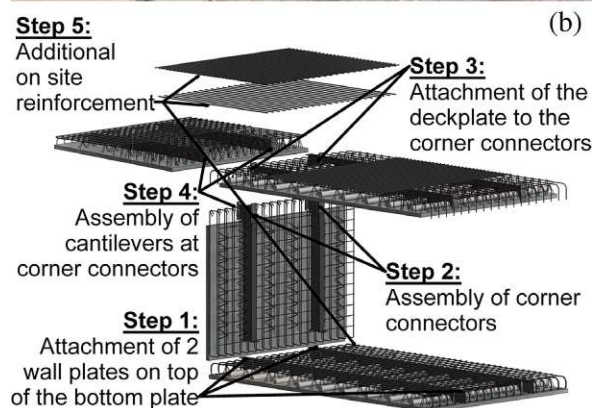
#### 3.2.1 | Concept and structural design

To enable the use of lightweight slabs for the on-site construction of box-shaped segments it was necessary to think of connections between individual concrete plates, on the one hand, and of ways to form cross frames within the rectangular box-segments to ensure the stability in transversal direction, on the other.

Taking all the requirements into consideration, it was decided to use thin-walled concrete plates with integrated steel girders as described in Reference 16. The designed system, the so called CLC-slab is shown in Figure 6(a), it uses concrete slabs with integrated steel girders, with corrugated webs, which together act as a composite system against bending and shear stresses. The connection between concrete plate and steel web is ensured by friction and reinforcement bars put through holes within the steel web. This kind of composite construction is already being used in building construction as a complete prefabricated slab with no need of extra on-site concrete and where the openings in the steel girders are used for installation purposes.

When it comes to the application of the concrete-steel-girder-composite slabs in bridge construction, the steel girders come in handy. They cannot only be utilized for the connection of the different slabs among each other but also carry the loads during different construction stages such as assembly or filling with in situ concrete. In addition, the openings in the steel girders prove useful during the placement of the necessary ducts for post-tensioning.

Based on the element choice, a conceptual layout for a segment made from 70-mm thick concrete plates with attached steel girders was designed, as described in Reference 17. The cross section was designed in a way that it could be easily assembled from individually transported plates directly on the construction site (Figure 6(b)). During the development of the design, attention was paid to



**FIGURE 6** (a) CLC-slab element during a bending test in the laboratory of TU Wien, taken from Ref. 16; (b) conceptual layout of the assembly of a lightweight segment, taken from Ref. 17

the construction of rigid connections in the corners that would be simple enough for on-site assembly using standard steel screws.

For the construction of a segment, as shown in Figure 6(b), it was not only necessary to provide rigid connections between the steel girders and the concrete plates but also of the resulting composite beams. The design executed for the prototype is shown in Figure 7. The connection between the corrugated webs and the concrete slabs was solved with a different approach than in Ref. 16 and was provided by two  $\text{\O}12$  mm reinforcement bars welded to the corrugated web, as shown in Figure 7. For the connection between the bottom slab and the web-plate, a steel construction with six M16 8.8 screws was used (Figure 7(a)). The connection between the three individual plates in the upper corner (Figure 7 (b)) was solved by integrating a separate steel part, the so-called corner connector, which can also be seen in Figure 6(b) in step 2. In total 22 screws were used to assemble the different elements to the corner connector and provide a rigid connection.

For the structural design, of the described connections as well as the whole segment, several construction stages had to be considered. Each element had to be designed for the lifting process of the thin-walled plates in the precast factory, followed by the transport to the construction site, the assembly to segments and ending with a variety of different construction stages during the construction of the final bridge girder. It is important to note that the stresses during these construction stages depend on the chosen bridge construction method for the installation of the segments.

### 3.2.2 | Construction of thin-walled elements in a precasting plant

The fabrication of the 70-mm thin concrete plates with embedded steel girders was executed in a prefabrication plant in Austria on a standard casting-bed made of steel. During the production of the reinforcement cage the  $\varnothing 12$  mm reinforcement bars (Figure 8(a)) were welded to the corrugated web girders, which were positioned very precisely in the casting bed afterwards. For the exact positioning, an auxiliary beam, which was temporarily fixed to the beams, was used (Figure 8(b)). With all steel elements in place the concrete was cast until a total thickness of 70 mm was reached. For the construction of this prototype self-compacting concrete was used to simplify the working process and skip the step of compacting the concrete with a concrete vibrator. For an actual bridge project, normal concrete would be used, compacted, and raked as shown in Figure 3(a).

The following morning, all ducts and additional reinforcement (Figure 8(c)), which would be needed on the construction site for all further construction steps, were installed before the finished slab was lifted from the casting bed (Figure 8(d)). With one slab done, the casting bed was directly reused for the next thin-walled plate. The fast production speed was due to highly efficient use of the existing infrastructure in the prefabrication plant. No

additional infrastructure was needed making this newly developed bridge construction method not only time but also cost-efficient. The efficiency would additionally rise with a higher number of elements with similar dimensions, as it would be the case if an entire bridge would be constructed using these elements.

### 3.2.3 | Transport to the construction site

After lifting the thin-walled plates from the casting bed, they can be transported to the construction site. In order to use standard equipment, the dimensions of the individual plates were chosen so that they would fit onto a standard inloader-truck, as used for example for the transport of concrete walls. A drawing of the arrangement of the plates is shown in Figure 9(a) and a truck with the elements during transport in Figure 9(b). Because of the vertical transport position, it is important to foresee lifting points that allow the rotation of the plates into this vertical position and the rotation back into the horizontal position on the construction site. In the case of the construction of the prototype described in this paper, the individual parts were just transported to another hall in a horizontal position, as shown in Figure 8(d).

### 3.2.4 | Assembly of the segment prototype

With the arrival of the individual plates at the construction site, in the case of the segment prototype this being the adjacent hall, the assembly of the segment could begin. In an assembly area, in proximity to the to-be-erected bridge, the bottom slab is laid down, initiating the assembly (Figure 10(a)). The two vertical web plates are attached (Figure 10(b)) using six screws, as previously shown in Figure 7(b)). The four corner connectors, needed for the deck slab, are already

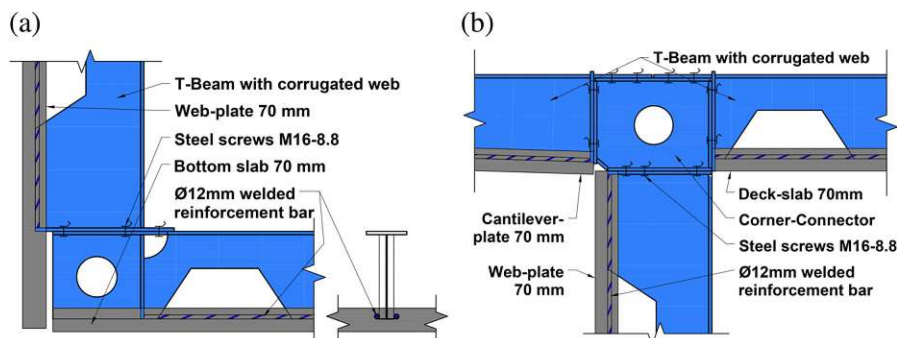
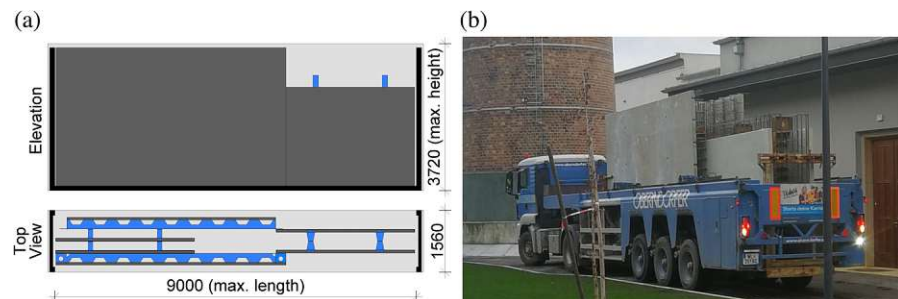


FIGURE 7 Connections used in the prototype segment: (a) lower corner; (b) upper corner



**FIGURE 8** Construction of thin-walled prefabricated plates: (a) corrugated web steel girders with welded reinforcement; (b) reinforcement cage with steel girders, exactly positioned with an auxiliary beam; (c) concrete plate with attached steel girders and additional reinforcement and ducts; (d) finished concrete plate during lifting, before the transport

**FIGURE 9** Transport of thin-walled prefabricated elements: (a) arrangement of thin-walled prefabricated elements on the inloader-palette; (b) inloader-truck with plates for one segment, during transport



attached on top of the web plates and are used for all lifting operations, making auxiliary supports dispensable, which makes a fast assembly possible. Figure 10(c) shows the completion of the box-shaped part of the segment, post-placement of the deck-slab on top of the two web-plates at the time of tightening the screws. The whole segment, with a length of 3.50 m, a height of 2.50 m and a total width of 12.20 m, was completed (Figure 10(d)) once the two cantilever plates were added. This construction step was yet again realized by just using screws and followed by the placement of the additional on-site reinforcement bars needed above the webs on top of the roadway slab. It is important to note, that segments with larger dimensions can also be constructed with the new technology, depending on

the bridge construction method used and the local conditions.

The assembly of the segment was executed by two research associates of TU Wien, one master's student and the crane operator from the factory within 3 h. Although some improvement possibilities, for example, the accessibility of screws at the connections next to the reinforcement, were found during the assembly, this swift execution shows the great time-saving and therefore cost-saving potential of this technology.

During the construction of an actual bridge, the next step following the assembly of a number of segments would be the installation and connection of the individual segments to form a bridge girder. This process will be described in detail in the following section.





**FIGURE 10** Assembly of the segment prototype; (a) placement of the bottom slab in the assembly area; (b) attachment of two web-plates using screw connections on the steel beams; (c) attachment of the deck slab to the top of the web plates; (d) finished segment, including cantilevers

### 3.3 | Application of the new segments in bridge construction

Segments built with the new construction principle should be applicable to a variety of existing precast segmental bridge construction methods as for example:

- Balanced cantilever erection by launching gantry
- Segmental span-by-span erection by launching gantry
- Precast full-span erection by launching gantry
- Cantilever erection by lifting frames (illustrated in Figure 5(b))
- Incremental launching method
- Balanced lift method

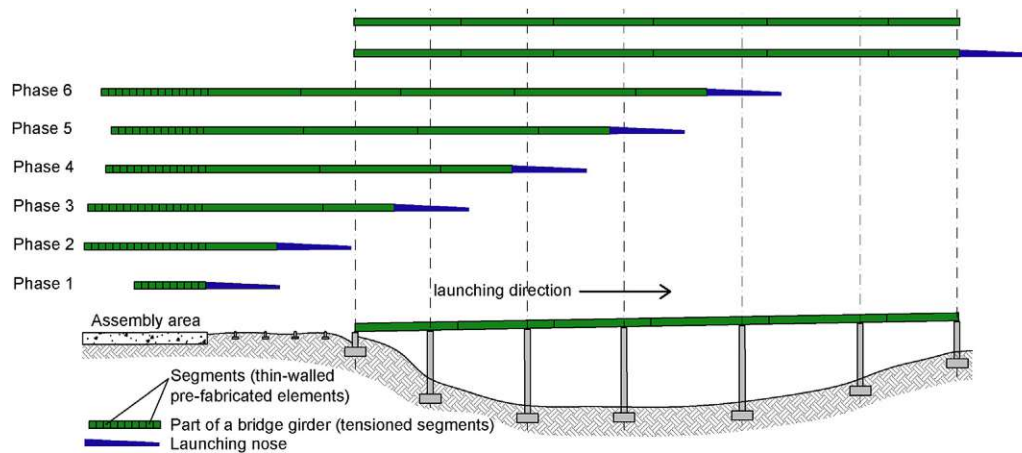
Within the ongoing research project, the application of the newly developed segments using the previously listed construction methods will be investigated in detail by the means of structural analysis and the development of fast and efficient assembly and construction processes.

The construction principle, when using the incremental launching method, is shown in Figure 11. The initial construction process is similar to the launching of a bridge girder built from fully precast segments. The very heavy concrete parts are replaced by lightweight segments, which are assembled in proximity to the bridge, as described in Section 3.2.4. The joints between the segments get grouted and after reaching a required minimum strength, they are tensioned together to form the

bridge girder, which is launched from one abutment, over the piers until reaching the other side of the bridge. When the final position of the structure is reached, the superstructure is completed by adding pumped in situ concrete and post-tensioning, as described for the T-beam bridges in Section 2.1.2.

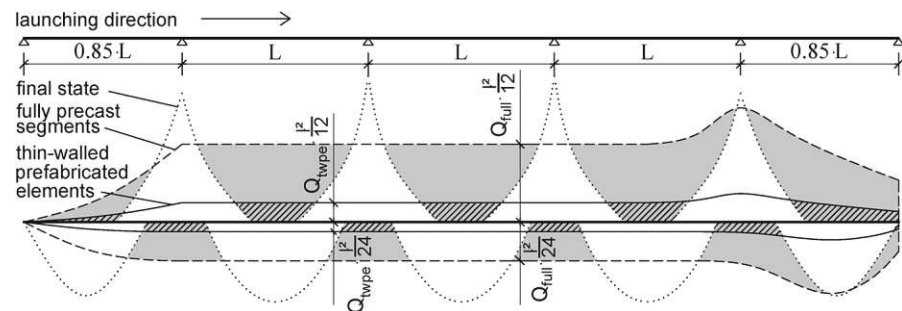
Due to the use of prefabricated elements that already contain most of the reinforcement for the subsequently added in situ concrete, the time and manpower needed for formwork construction, placement of reinforcement, pouring and hardening of the concrete can be reduced to a minimum, compared to a bridge built with on-site casting of concrete. The time and work saved during launching must be offset against that needed for the additional step of adding the formwork to the inner sides of the web and pumped in situ concrete and tensioning after reaching the final position of the structure. Further investigations into the construction process will give detailed information about the construction time and the expenditure of resources.

During the launching process, the bridge girder must bear alternating negative and positive bending moments, as it is launched over supports and through fields. Figure 12 shows the bending moment envelopes of a girder made from fully precast segments (dashed line) and a lightweight girder constructed from thin-walled prefabricated elements (solid line). The two envelopes were constructed according to Reference 19, taking a launching nose with a length of 60% of the span and a



**FIGURE 11** Application of segments made from thin-walled prefabricated elements using the incremental launching method (based on Ref. 18)

**FIGURE 12** Bending moment envelopes of the final state and the bridge girders during launching; dashed line: Full-cast segments, solid line: Segments made of thin-walled prefabricated elements (based on Ref. 15, envelopes constructed according to Ref. 19)



weight per length unit of 10% of the bridge girder's weight per length unit into account.

The alternating moments during the launching process require a centric prestressing over the whole length of the superstructure,<sup>20</sup> which is directly dependent on the magnitude of the moments and shear forces during the launching process with linear dependence to the self-weight.

The grey area in Figure 12 highlights the differences between the bending moment envelope for the final state (dotted line) and the envelope curve during launching of a bridge girder made from fully precast segments (dashed line). The discrepancy clearly shows that a large part of the centric prestressing required for launching is not needed in the final state and is even detrimental in some areas of the bridge, making it necessary to remove certain tendons, while additional tendons have to be tensioned.

Comparing the calculations of the bridge girder launched with fully precast segments to the one with the thin-walled prefabricated elements, the area of bending capacity only needed for launching is reduced to 16% along the whole bridge girder (hatched area in Figure 12). The reduction of weight and therefore stresses during launching leads to a reduction of centric

prestressing allowing for a more efficient design of the overall prestressing system.

Further detailed investigations on the launching process will give a detailed picture about the possible reduction of construction materials, due to the reduction of stresses.

#### 4 | CONCLUSIONS AND OUTLOOK

Based on the numerous technologies developed for the use of thin-walled prefabricated elements in bridge construction and a successfully erected pilot bridge project in Austria, a new approach for box girder bridges made from thin-walled light-weight segments was developed.

The construction of a prototype proved that the concept of assembling lightweight segments directly on the construction site can be a good alternative to in situ casting, allowing for a reduction in formwork, falsework and the laying of reinforcement, as well as to completely prefabricated segments, which often cause problems due to their dimensions and weight during transport, lifting and installation operations and are frequently frowned upon due to the continuous joints in the final state.

By implementing the idea of lightweight segments to different bridge construction methods, several advantages, as for example the reduction of stresses during unfavorable construction stages and a reduction of construction time, can be achieved, as described for the incremental launching method.

In an ongoing research project at TU Wien, the application of lightweight segments to various bridge construction methods, as well as the introduction of prestressing forces into thin-walled concrete elements, the design and load-bearing capacity of joints between such segments and the application of in situ concrete are among others under detailed investigation. The target of these examinations is not only the further development of the method to make it market-ready, but also the profound understanding of the different problematics that arise when working with such lightweight concrete parts in long-span bridge construction.

#### ACKNOWLEDGMENTS

The research project “Bridge construction with thin-walled segments out of prefabricated elements” is organized by the Austrian Society for Construction Technology (ÖBV) and financially supported by the Austrian Research Promotion Agency (FFG), as well as by the following companies: ÖBB, ASFINAG, Porr, Strabag, Swietelsky, Habau, Implenia, Hochtief, Zeman, Östu-Stettin, Leyrer&Graf, Oberndorfer, ANP-Systems, VÖB, VÖZ, FCP, Baucon, Schimetta, Öhlinger&Partner, ZT Mayer. The authors express their sincere gratitude for the financial support. The authors acknowledge TU Wien University Library for financial support through its Open Access Funding Programme.

#### DATA AVAILABILITY STATEMENT

Data sharing not applicable - no new data generated, or the article describes entirely theoretical research.

#### ORCID

Stephan Fasching  <https://orcid.org/0000-0002-0102-646X>

Tobias Huber  <https://orcid.org/0000-0001-9248-1662>

#### REFERENCES

- Geißler, K. (2014). Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung. <https://doi.org/10.1002/9783433603437>
- Members of IABSE Working Group 6. (2018). Bridge deck erection equipment. <https://doi.org/10.1680/bdee.61934>
- Kollegger J, Foremniak S, Suza D, Wimmer D, Gmainer S. Building bridges using the balanced lift method. *Struct Concr.* 2014;15(3):281–91. <https://doi.org/10.1002/suco.201400024>.
- Reichenbach, S. (2019). Areas of application of thin-walled precast concrete elements: from integral bridges with short and medium spans to multi-span bridges (Ph.D. thesis, TU Wien). <https://resolver.obvsg.at/urn:nbn:at:at-ubtuw:1-120762>
- Wimmer, D. (2016). Entwicklung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung (Ph.D. thesis, TU Wien). <https://resolver.obvsg.at/urn:nbn:at:at-ubtuw:1-2445>
- Furche, J., Bauermeister, U. (2016). Elementbauweise mit Gitterträgern nach Eurocode 2. In *Beton-Kalender 2016*, 469–635. <https://doi.org/10.1002/9783433603413.ch4>
- Preinstorfer P, Kollegger J. Doppelwand aus ultrahochleistungsbeton. *Beton Stahlbetonbau.* 2017;112(6):346–54. <https://doi.org/10.1002/best.201700017>.
- Schäfer HG, Schmidt-Kehle W. Schubdeckung und fugenverbund bei nachträglich durch ortbeton ergänzten fertigteilplatten und fertigteilbalken. *Beton Stahlbetonbau.* 1995; 90(2):49–53. <https://doi.org/10.1002/best.199500080>.
- Kollegger J, Suza D, Proksch-Weilguni C, Träger W. Entwicklung und erste anwendung des brückenklappverfahrens. *Beton Stahlbetonbau.* 2020;115(7):484–94. <https://doi.org/10.1002/best.202000010>.
- Menn C, Kollegger J. Kapitel 4: Entwurf. In: Mehlhorn G, Curbach M, editors. *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten* (3. Aufl. 2014). Wiesbaden: Springer Fachmedien; 2015. [https://doi.org/10.1007/978-3-658-03342-2\\_4](https://doi.org/10.1007/978-3-658-03342-2_4).
- Fingerloos, F., Zwicky, D., Vogel, T., Potucek, W., Vill, M. (2015). Normen und Regelwerke. In *Beton-Kalender 2015: Bauen im Bestand* (905–1146). <https://doi.org/10.1002/9783433603406.ch14>
- Kollegger, J., Fasching, S., Huber, T., Rath, M. (2019). Verfahren zur Herstellung eines Brückenträgers einer Spannbetonbrücke. Patent No. AT 521 261. Wien.
- Wimmer D., Kleiser M. (2013). Precast Reloaded - Fertigteile im Brückenbau wieder im Vormarsch. F&E Schriftenreihe der ASFINAG Nr. 7, (19–26).
- Reis AJ, Pedro JJO. 4. Conceptual Design and Execution Methods. *Bridge design: concepts and analysis* (ISBN: 978-1-118-92764-9). Hoboken, NJ: John Wiley & Sons; 2019. 129–253. <https://www.wiley.com/en-ar/Bridge+Design%3A+Concepts+and+Analysis-p-9780470843635>.
- Fasching, S., Kollegger, J. (2018). Building bridges using thin-walled concrete elements and post-tensioning. Paper presented at: Proceedings for the 2018 fib congress, ISBN: 978–1–877040-14-6; 3588–3593).
- Olipitz M. Die CLC-multifunktionsdecke. *Stahlbau.* 2017;86(5): 399–407. <https://doi.org/10.1002/stab.201710483>.
- Fasching, S., Reichenbach, S., Huber, T., Kollegger, J. (2019). Post tensioned box girder bridges made from thin-walled pre-fabricated elements. Paper presented at: 20th CONGRESS OF IABSE New York City 2019, ISBN: 978–3–85748-165-9; (1520–1526).
- Fasching, S., Maier, S., Kollegger, J. (2019). Building box girder bridges using thin-walled pre-fabricated elements. Paper presented at: Proceedings of the fib Symposium 2019 held in Kraków, Poland, ISBN: 978–2–940643-00-4; (pp. 1315–1322).
- Huang D, Hu B. *Concrete segmental bridges*. Boca Raton: CRC Press; 2020. <https://doi.org/10.1201/9780429485473>.
- Rosignoli M., Kakuta T. (2008). Chapter 6.0 incremental launching of segmental bridges. In: *American Segmental Bridge Institute* (Ed.). (2008). *ASBI-Construction-Practices-Handbook-for-Concrete-Segmental-and-Cable-Supported-Bridges* (2nd ed.). <https://www.scribd.com/document/285057040/ASBI-Construction-Practices-Handbook-for-Concrete-Segmental-and-Cable-Supported-Bridges-pdf>



## AUTHOR BIOGRAPHIES



Stephan Fasching  
 TU Wien, Institute of Structural  
 Engineering  
 Vienna, Austria  
 stephan.fasching@tuwien.ac.at



Tobias Huber  
 TU Wien, Institute of Structural  
 Engineering  
 Vienna, Austria  
 tobias.alexander.huber@tuwien.  
 ac.at



Michael Rath  
 TU Wien, Institute of Structural  
 Engineering  
 Vienna, Austria  
 michael.rath@tuwien.ac.at



Johann Kollegger  
 TU Wien, Institute of Structural  
 Engineering  
 Vienna, Austria  
 johann.kollegger@tuwien.ac.at

**How to cite this article:** Fasching S, Huber T, Rath M, Kollegger J. Semi-precast segmental bridges: Development of a new construction method using thin-walled prefabricated concrete elements. *Structural Concrete*. 2021;22:1561–1573. <https://doi.org/10.1002/suco.202000474>

## 2 Publikation [2]

- Titel: Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method:  
Experimental Investigation on the Shear Transfer in  
Longitudinal and Transverse Direction
- Autoren: Stephan Fasching, Tobias Huber, Michael Rath, Johann  
Kollegger
- Veröffentlichungstyp: Aufsatz in Fachzeitschrift
- Titel des Mediums: Applied Sciences
- ISSN (Online): 2076-3417
- ISSN (Print): –
- DOI: <https://doi.org/10.3390/app11125502>
- Ausgabe: Volume 11, Issue 12
- Seiten: 23
- Herausgeber: Martin Classen und Roman Wan-Wendner
- Verlag: MDPI (Multidisciplinary Digital Publishing Institute)
- Erscheinungsjahr: 2021
- Peer Reviewed: Ja, 5-Jahres Impact Factor 2,736 im Jahr 2020
- Status: Veröffentlicht
- Formatierung: Veröffentlichtes Original

Article

# Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction

Stephan Johann Fasching <sup>\*,†</sup> , Tobias Huber <sup>†</sup>, Michael Rath and Johann Kollegger

Institute for Structural Engineering, TU Wien, Karlsplatz 13/212-2, 1040 Vienna, Austria; tobi.huber@tuwien.ac.at (T.H.); michael.rath@tuwien.ac.at (M.R.); johann.kollegger@tuwien.ac.at (J.K.)

\* Correspondence: Stephan.Fasching@tuwien.ac.at; Tel.: +43-1-58801-21259

† These authors contributed equally to this work.

**Abstract:** Large span concrete bridges with a box-shaped girder are usually built from prefabricated concrete segments or by in-situ casting of the concrete on a scaffolding system. Both technologies have their advantages and drawbacks. Recently a new approach to the construction of such bridges which combines the advantages of both existing solutions was proposed at the TU Wien. This method uses the standard precast segmental erection methods with their high construction speed, but divides the segments into easily transportable pre-fabricated thin-walled elements to create new, lighter versions of the segments. Following the installation of these lightweight segments, they are strengthened with additional concrete in their final position in the superstructure. This paper focuses on the transmission of shear forces during construction stages. Firstly, on the level of individual segments, where rigid cross-frames are necessary to guarantee the stability of the segments and secondly, on the level of a bridge girder built from such segments, where new joint types must be developed to ensure the force transfer between the segments. Different options for the formation of cross-frames as well as shear tests on double walls and concrete panels with steel girders are shown. In this experimental series, different shear transmitting elements were compared to each other and to calculations with non-linear finite element analysis, showing that all the investigated solutions are suitable for use in thin-walled bridge segments. Several methods, including a new concept for joining thin-walled pre-fabricated elements, are described for the joints between the segments. Push-off tests with a constant lateral force were carried out to assess the shear strength and deformation behaviour. The main parameters were the joint type (wet joints: plain, grooved, keyed; dry joints), the grout type, and the lateral force level. The test results are presented and the structural behaviour is further analysed using non-linear finite-element simulations.

**Keywords:** thin-walled pre-fabricated elements; post-tensioning; prefabrication; joints; cross-frames; bridge construction; semi-precast-segmental bridges; unfilled double walls; segmental bridges; push-off test; shear testing; shear; experiments



check for updates

**Citation:** Fasching, S.J.; Huber, T.; Rath, M.; Kollegger, J. Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction. *Appl. Sci.* **2021**, *11*, 5502. <https://doi.org/10.3390/app11125502>

Academic Editors: Martin Classen and Roman Wan-Wendner

Received: 1 May 2021

Accepted: 7 June 2021

Published: 14 June 2021

**Publisher's Note:** MDPI stays neutral with regard to jurisdictional claims in published maps and institutional affiliations.



**Copyright:** © 2021 by the authors. Licensee MDPI, Basel, Switzerland. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

## 1. Introduction

Bridges are an integral part of the existing central European infrastructure. Since most of the traffic routes in Europe already exist and the loads to be considered are rising steadily [1], in addition to maintaining and assessing existing bridges, the replacement of old structures is often unavoidable. Minimising construction time, traffic disruption and fuel wastage, as well as emotional distress, are of particular importance for such replacement projects [2].

The Institute for Structural Engineering at the TU Wien has developed new construction methods for the use of semi-precast concrete elements in bridge construction. These technologies can be used for T-beams, which are applied on short to medium spans [3–5], for deck slabs on bridges [6], and for girders with a box shaped cross-section [7–9], which

are used for large multi-span bridges [10,11]. By employing these technologies, not only construction time, but also construction cost can be reduced, [3,6], while the combination of prefabricated parts and in-situ concrete creates a durable, monolithic superstructure [12].

In [7] a new approach to the construction of box-shaped segments from thin-walled concrete panels (70 to 100 mm), strengthened by steel girders (Figure 1a, as well as the construction of a prototype, shown in Figure 1b) was presented. The idea of this construction method is to install such lightweight segments in a bridge girder with existing segmental bridge construction methods, for example, incremental launching or the balanced cantilever method as described in [10,11,13]. This girder acts as formwork and falsework for further in-situ concrete, finally creating a monolithic superstructure. The big advantage in comparison to segments with final dimensions is the reduced weight, resulting in lower stresses during construction as well as easier handling and transport. In comparison to in-situ casting of concrete, it offers more rapid construction and the shifting of working steps from the site to a factory.



**Figure 1.** Construction of a lightweight bridge segment using thin-walled prefabricated elements with 70 mm thickness (a) corrugated steel web girders on a casting bed (b) prototype bridge segment with highlighted cross-frame in blue and highlighted surface for shear transmission in orange (taken from [7]).

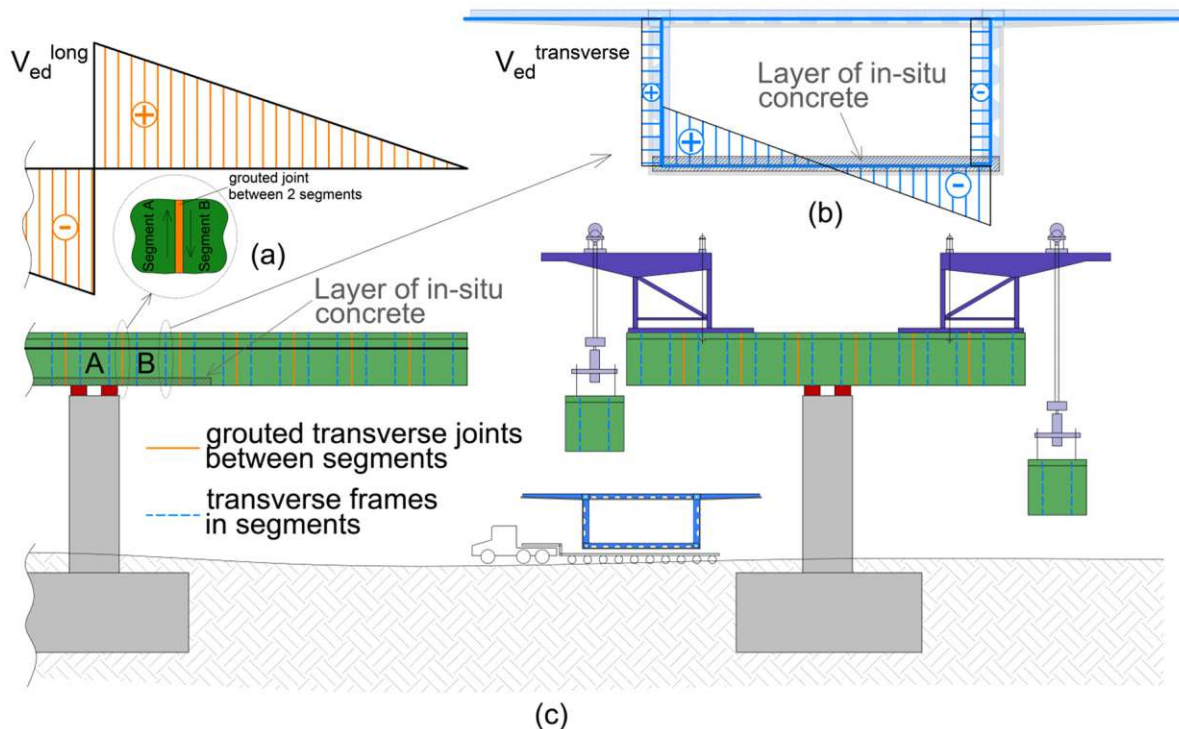
Figure 2c shows the application of such lightweight segments with cross-frames to the balanced cantilever method. After the installation of a certain number of segments, the shear force distribution due to self-weight along the bridge girder, as shown in Figure 2a, can be observed. This shear force needs to be transferred across grouted joints (highlighted in orange in Figures 1b and 2a). In the next step, after assembling lightweight segments to a girder, in-situ concrete is added to strengthen the thin-walled structure in a targeted manner. In the example of the balanced cantilever bridge in Figure 2, the bottom slab is strengthened first above the pier (Figure 2b,c), causing the shear force distribution in the cross-frames of the segments displayed in Figure 2b.

This paper focuses on the transmission of shear forces during the construction of a bridge with this new method: on the one hand, in the transversal direction at the level of one cross frame in a segment, and on the other hand at the level of a bridge girder in the longitudinal direction, across the grouted joints between segments.

### 1.1. Shear Transfer in Transverse Direction

In the transversal direction, a box-shaped girder is a quadrangle with two cantilevers (Figure 2b). Therefore, the corners of this box must be rigid to guarantee a non-kinematic system during all construction stages. In addition to the necessity for rigid corners, the concrete panels and the steel beams with their corrugated webs (Figure 1a) must act as compound elements, creating cross-frames in the segments. For this reason, the corrugated

webs must be capable of transferring shear forces between the concrete panel and the flange of the steel girder.



**Figure 2.** Application of thin-walled pre-fabricated elements for the construction of a balanced cantilever bridge with lifting frames: (a) distribution of shear forces in longitudinal direction due to self-weight; (b) distribution of shear forces in a cross-frame due to adding in-situ concrete to the bottom slab (c) illustration of the construction process (drawing based on [7]).

As additional formwork placed on the inner sides of the segment's webs (see Figure 1b) would be necessary for their completion, it was decided to investigate the suitability of double wall elements for the vertical webs of the lightweight segments. The design idea for this version was to connect the two shells of the double walls with steel elements which would be strong enough to allow for the two individual panels to act as one bending beam.

While investigations into corrugated webs in steel–concrete–compound structures have been conducted [14–18], none exist for SIN-shaped steel webs and the chosen type of connection between steel web and concrete. To the best of our knowledge, there have been no investigations into the shear behaviour of unfilled double wall elements.

To investigate the shear capacity of thin-walled concrete elements with steel girders as well as unfilled double wall elements with different types of connecting elements made of steel, we investigated 10 test specimens (six double walls and four panels with steel girders) experimentally and with non-linear finite element analysis.

### 1.2. Shear Transfer in Longitudinal Direction, between Segments

The construction of segmental bridges was made possible by Eugène Freyssinet's invention of post-tensioning in the 1930s [19]. He constructed the first post-tensioned segmental bridge in 1946 [20]. The prestressing force provides the necessary friction to enable the shear forces to be transferred between individual segments. In particular, match-cast technology has proven to be especially efficient in the construction of segmental bridges, with its first application by Ulrich Finsterwalder in Germany in 1951. Jean Mueller,



a former employee of Freysinnet, further developed this method and built the first two bridges with match-cast dry joints and epoxy coated joints around 1960 [20]. Nowadays, the joints of segmental concrete box-girder bridge segments usually have a keyed surface and are still realised with or without epoxy. In our proposed construction method, the division of bridge segments into smaller elements introduces special requirements for in-between joints in respect of tolerances and the subsequent completion of the cross-section.

When connecting bridge segments built with thin-walled elements, a continuous shear transfer between the elements during the construction stage is facilitated by in-place cast mortar joints (orange in Figure 2). The continuous joints also enable compensation of tolerances and the transfer of the post-tensioning forces. The sealed shell also serves as the formwork for the completion of the cross-section.

In this paper, the shear transfer by post-tensioned grouted joints is investigated based on data reported in [21]. In the course of the research, a series of push-off tests with a constant lateral force was conducted to assess the shear strength and deformation behaviour. The main parameters were the joint type (wet joints: plain, grooved, keyed; dry joints), the grout type, and the lateral force level. Below, the full test results are presented, and the structural behavior is further analysed by non-linear finite element simulations.

## 2. Shear Tests on Cross-Frames in Lightweight Segments

### 2.1. Materials and Methods

Ten specimens with different shear transmitting elements were produced and subjected to shear tests under static loading in the laboratories of the TU Wien. With two connecting elements per specimen, a total number of 20 connecting elements were tested. Six of the ten specimens were double wall elements with a thickness of 396 mm, the remaining four had thin-walled concrete panels had attached steel girders with corrugated webs, with an overall height of 361 mm, as shown in the prototype-segment in Figure 1a.

#### 2.1.1. Specimens

Two test specimens of each design, as shown in Figure 3, were produced. The base element of each specimen was a 0.5 m by 0.5 m concrete panel with a thickness of 70 mm. This concrete panel was either connected by the steel elements to be tested to another concrete panel, creating a double wall (Figure 3a–c), or had two attached steel beams with corrugated webs, creating the steel-concrete compound elements (Figure 3d–f), as used for the prototype segment (Figure 1).

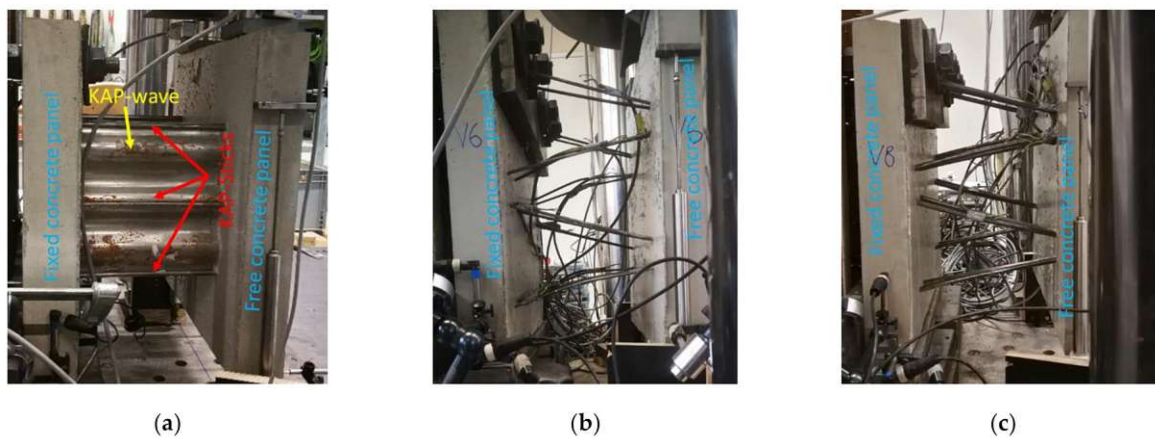
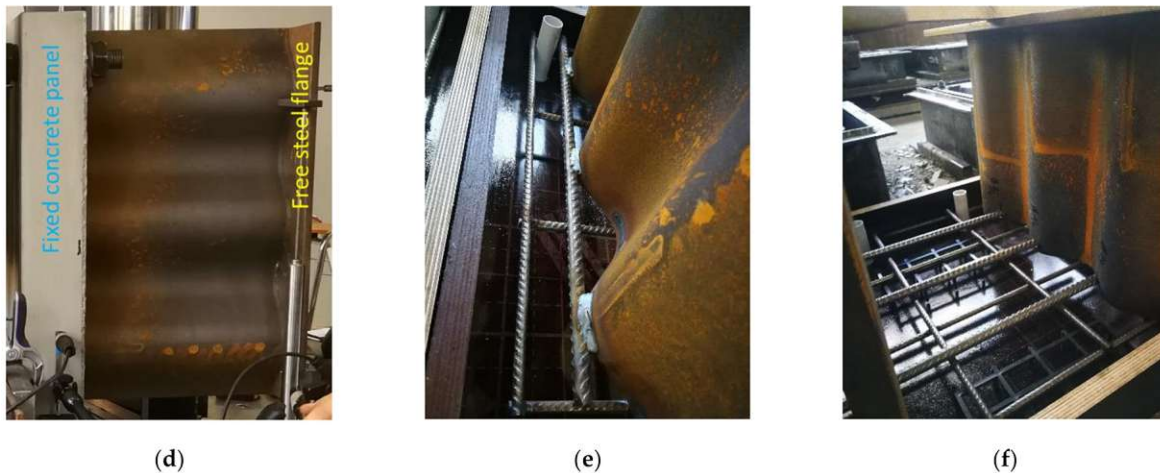


Figure 3. Cont.





**Figure 3.** Test specimens: (a) Double wall with steel connectors; (b) Double wall with lattice girders,  $\varnothing 5$  mm diagonals; (c) Double wall element with lattice girders,  $\varnothing 9$  mm diagonals; (d) Thin-walled concrete panel with corrugated web SIN-T-beam; (e) welded bars in longitudinal direction for steel-concrete connection (f) transverse bars penetrating the beam for steel-concrete connection.

The investigated parameters in the tests were the shear transmitting components, which were positioned either symmetrically between the two concrete panels or on top of one concrete panel. The different layouts were:

- Double wall with KAP-steel-connectors, consisting of a 0.63 mm thick steel wave and three so called KAP-sticks ( $\varnothing 6$  mm) made from stainless steel [22] (Figure 3a).
- Double wall element with standard lattice girders,  $\varnothing 5$  mm diagonals (type E in [23,24]) (Figure 3b).
- Double wall element with stronger lattice girders,  $\varnothing 9$  mm diagonals (type EV in [23,24]) (Figure 3c).
- Thin panel with corrugated web SIN-T-beam [25,26] and welded longitudinal reinforcement bars  $\varnothing 12$  mm (Figure 3d,e).
- Thin panel with corrugated web SIN-T-beam [25,26] and transverse reinforcement bars  $\varnothing 12$  mm put through holes  $\varnothing 14$  mm (Figure 3d,f).

#### 2.1.2. Test Setup, Loading and Measuring Setup

The test setup of the double wall specimen with lattice girders is illustrated from the side and front in Figure 4. This setup is similar to the one in [14], but instead of testing 2 specimens at the same time only one was investigated in a single test. During the displacement-controlled static loading tests, the concrete panel was supported in the horizontal direction by a steel construction using threaded rods and steel panels. In the vertical direction steel panels, lying directly on the ground panel of the testing facility supported the specimens.

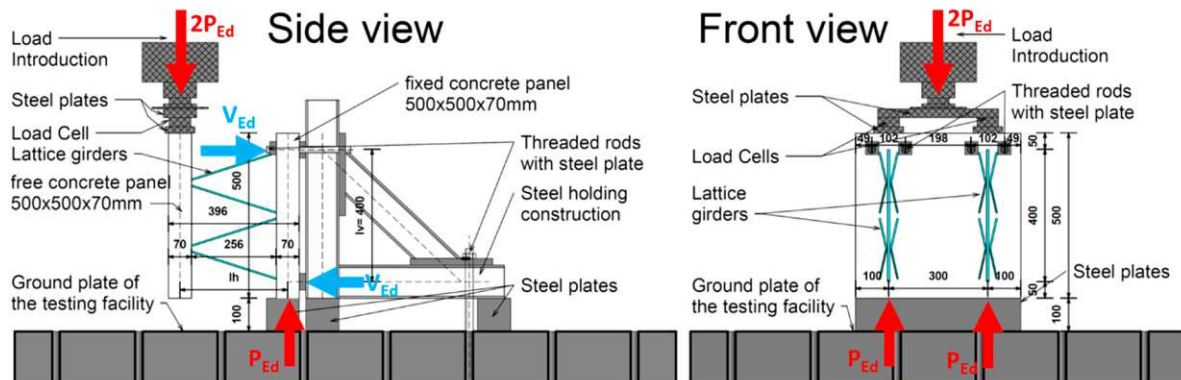


Figure 4. Test setup in side-view and front-view (free panel not displayed in front-view), units in mm.

During the tests, the magnitude of the load  $P_{Ed}$  applied to the free-floating concrete panel was measured with two load cells (Figure 4) and the vertical and horizontal displacements of both concrete panels with 15 LVDTs in total. The relative displacement between the two shells was calculated from the measured displacements. In addition, the strains on the steel diagonals between the two panels were recorded using strain gauges. In the case of the thin-walled specimens with an attached steel beam, the deformations of the steel flange and the concrete panel were recorded.

The measuring setup was not modified for any of the tested specimens, while the test setup was changed for two of the four specimens with steel beams. Two were tested with the concrete panel fixed and the steel beam free-floating (Figure 3d), which resulted in a pull-out of the steel girders from the concrete panel. Therefore, the setup was changed for the remaining two specimens, which were tested twice: first with a horizontal support at the upper part of the steel beam (described in detail in Section 2.3.2), and second with the steel beam fixed and the concrete panel free-floating (described in detail in Section 2.3.2).

### 2.1.3. FE-Analysis

All specimens were modelled three dimensionally with the calculation parameters shown in Table 1, which also shows the parameters for the modelled push-off tests described in Section 3 below. To reduce the computational effort, only one connecting element was modelled for each investigated specimen (Figure 5). This resulted in concrete panels with a size of  $200 \times 500 \times 70$  mm and one connecting element between two panels, or one embedded SIN-beam, respectively.

Figure 5a shows the supports, modelled as fixed boundary conditions in the respective direction. Additionally, a symmetry boundary-condition was implemented at one side of the free-floating panel or on the steel flange. The load was introduced as a displacement of 10 mm via a steel panel on top of the specimens, as in the real tests.

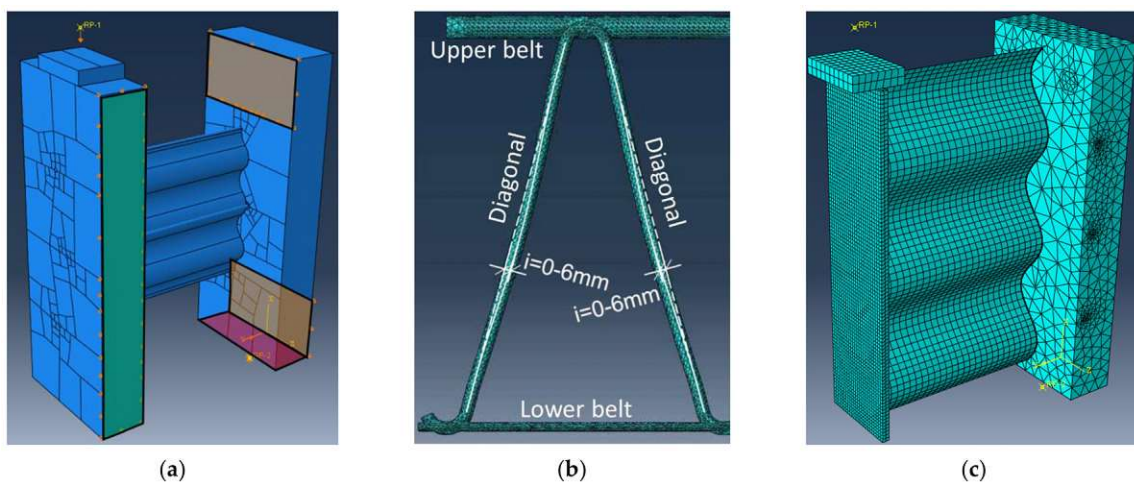
The analysis was performed with 3 calculation steps:

1. Boundary conditions: vertical support, horizontal support, symmetry
2. Self-weight
3. Loading phase: application of 10 mm deformation

At the lattice girders diagonals, deformations in the longitudinal direction of the girders towards the lower belt (see Figure 5b and Table 2) with different magnitudes were observed. The influence of the magnitude of imperfections was studied by running several FE-simulations with magnitudes of imperfections from 0 mm (perfect geometry) to 6 mm, as shown in Figure 5b.

**Table 1.** Parameters used for the FEA-simulations in the software Abaqus for cross-frames and push-off tests on joints.

| Parameter               | Cross Frames in Segments                             |  |                       |  | Push-Off Tests on Joints between Segments (Section 3)  |
|-------------------------|--|--|-----------------------|--|--|
|                         | Lattice Girder 5 mm                                  | Lattice Girder 9 mm  | Kap Wave              | SIN-Welded<br>SIN-Penetrated   |  |
| Calculation Procedure   | Abaqus/Dynamic, Implicit (Application: Quasi Static) |  |                       |  |  |
| Elements (Element size) | C3D8R  | -  | Kap Sticks (2 mm)     | SIN beam flange (5 mm), bond reinforcement (5 mm), SIN beam part embedded in concrete (5 mm) | V1-3<br>Concrete-specimen (30 mm-2.5 mm)<br>V2-3 Grout (2.5 mm)<br>V4 Grout (3 mm)                     |
|                         | C3D10  | Lattice girder (2.7 mm)  | Lattice girder (5 mm) | -  | V4<br>Concrete-specimen (30 mm-3 mm)   |
|                         | T3D2   | panel reinforcement (20 mm)  |                       |  | specimen reinforcement (20 mm)   |
|                         | S4R  | -  | Kap Wave (2.5 mm)     | Corrugated Web (10 mm)   | -  |
| Interaction             | Steel-Concrete<br>Concrete-Grout                     | Tie  |                       | normal: hard contact, transverse: penalty ( $\mu = 0.3$ )                                    | Concrete-Grout: normal: hard contact, transverse: penalty ( $\mu = 0.8$ )<br>V2: friction and cohesion |
|                         | Reinforcement-concrete                               | embedded   |                       |  |  |
|                         | Corrugated web-bond reinforcement                    | -  | -                     | Tie  | normal: hard contact, transverse: penalty ( $\mu = 0.3$ )  |
|                         | Shell to solid coupling                              | -  | -                     | free to embedded part of corrugated web  | -  |
| Solution technique      | Full newton  |  |                       |  |  |
| Material model          | Concrete   | Concrete damaged plasticity (dilation angle = $35^\circ$ ; eccentricity = 0.1; $f_{b0}/f_{c0} = 1.16$ ; $K = 0.667$ ; Viscosity parameter = 0) |                       |  |  |
|                         | Elastic-plastic                                      | panel reinforcement  |                       |  | specimen reinforcement   |
|                         |  | Lattice girder   | Kap-Wave, Kap-Sticks  | SIN Beam   |  |



**Figure 5.** Modelling of tested specimen in Abaqus: (a) Double wall with KAP-steel-connector, showing the boundary conditions: vertical support (red), horizontal support (orange), symmetry (green), deformation at the Reference point (b) 9 mm Lattice girder with pre-deformed geometry, deformation towards the lower belt (c) Concrete panel with SIN-beam after mesh generation.

**Table 2.** Measured imperfections at the lattice girders.

| Lattice Girder Type | Imperfection Longitudinal | Imperfection Transverse |
|---------------------|---------------------------|-------------------------|
| Ø5 mm               | 0.5 mm to 3.0 mm          | 0.5 mm to 2.0 mm        |
| Ø9 mm               | 1.5 mm to 4.5 mm          | 0.0 mm to 1.0 mm        |

Figure 5c shows a model of a concrete panel with an attached SIN-beam without imperfections after the generation of the mesh with the elements as in Table 1.

The material characteristics were obtained in laboratory tests for the concrete and the lattice girders diagonals and were received from the producer of the SIN-beams and the KAP-steel-connectors. The material models used in the FE-software were calibrated by running compression and tensile tests in the software. For the rebar, standard values were considered.

Concrete damaged plasticity model [27]:

For compressive behaviour, the model according to Sargin [28] was used without damage. The tensile behaviour was modelled according to Hillerborg [29], with damage according to [30] and a maximum damage of 95% for numerical reasons. The material parameters are shown in Table 3, while the strains were considered according to Eurocode 2 [31] for concrete class C70/85.

Elastic-plastic steel model

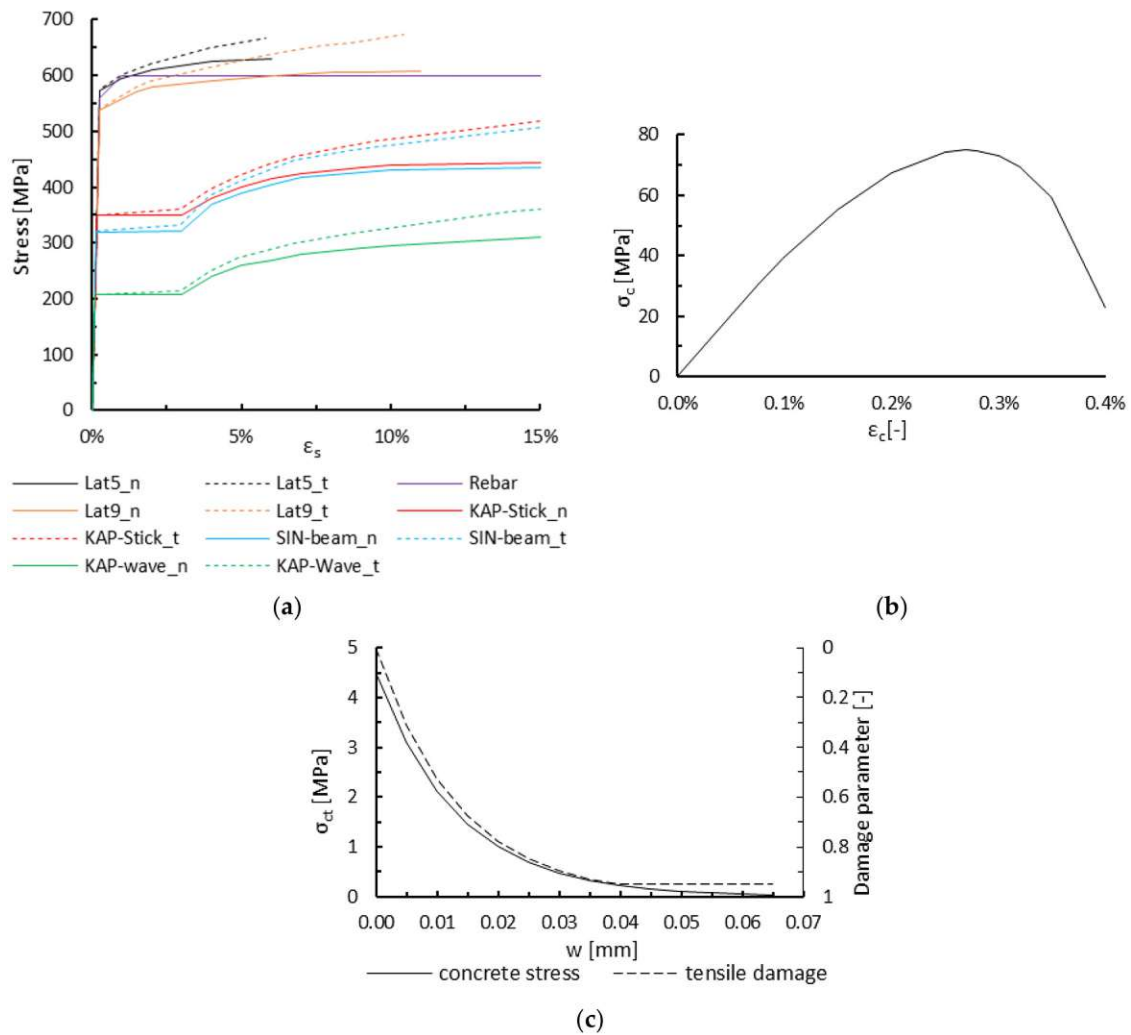
**Table 3.** Abaqus material parameters for concrete for tests on cross frames and push-off joints.

| Specimen                    |                   | $\rho$            | E      | $\nu$ | $f_{cm}$ | $f_{ctm}$ |
|-----------------------------|-------------------|-------------------|--------|-------|----------|-----------|
|                             |                   | g/cm <sup>3</sup> | MPa    | -     | MPa      | MPa       |
| Cross-frames                | Concrete panels   | 2.30              | 41,000 | 0.20  | 75.00    | 4.50      |
|                             | Grout 1           | 2.24              | 41,000 | 0.20  | 75.40    | 5.13      |
| Push-off tests<br>on joints | Grout 2           | 2.26              | 41,000 | 0.20  | 84.00    | 3.00      |
|                             | Concrete specimen | 2.33              | 41,000 | 0.20  | 81.40    | 4.10      |

In tensile tests, nominal stresses (see Table 4) were obtained, which were transformed into true stresses according to [27,32] and used in the software. The stress–strain relationships are shown in Figure 6. For the reinforcement, a simple model was chosen since it had no influence on the results.

**Table 4.** Material parameters (nominal stresses) for steel (reinforcement used for cross-frames and push-off tests).

|                     | $\rho$            | E       | $\nu$ | $f_y$ | $f_u$ | $\epsilon_u$ |
|---------------------|-------------------|---------|-------|-------|-------|--------------|
|                     | g/cm <sup>3</sup> | MPa     | -     | MPa   | MPa   | (%)          |
| Lattice girder 5 mm | 7.85              | 212,000 | 0.3   | 573   | 630   | 6.00         |
| Lattice girder 9 mm | 7.85              | 204,200 | 0.3   | 538   | 607   | 11.00        |
| KAP-Stick           | 7.85              | 200,000 | 0.3   | 350   | 450   | 25.00        |
| KAP-wave            | 7.85              | 208,000 | 0.3   | 208   | 312   | 42.00        |
| SIN-Beam            | 7.85              | 210,000 | 0.3   | 320   | 440   | 27.50        |
| Reinforcement       | 7.85              | 200,000 | 0.3   | 560   | 600   | 30.00        |



**Figure 6.** Material models used in the finite element software (a) steel materials with full lines for nominal stresses (n) and dashed lines for true stresses (t); (b) concrete compressive stress-strain relationship according to Sargin; (c) concrete tensile stress-crack opening relationship according to Hillerborg.

## 2.2. Results

The test results are displayed in Table 5 as ultimate loads and deformations as well as the respective shear force in the analysed specimen. The shear force  $V_{Exp}$  was calculated according to (1) (see Figure 4). Furthermore, diagrams showing the applied load and the relative displacement, pictures of the laboratory specimen and finite element simulations post failure are shown.

$$V_{Exp} = P_{Exp} \times \frac{l_h}{l_v} \quad (1)$$

Table 5. Ultimate loads and deformations.

| Specimen                   | $P_{max,exp}$          | $u_{P,max,exp}$ | $l_h$ | $l_v$ | $V_{exp}$ | $V_{mean,exp}$ | $P_{FEM}$     | $V_{FEM}$ | $V_{FEM}/V_{mean,exp}-1$ |         |
|----------------------------|------------------------|-----------------|-------|-------|-----------|----------------|---------------|-----------|--------------------------|---------|
|                            | [kN]                   | [mm]            | [mm]  | [mm]  | [kN]      | [kN]           | [kN]          | [kN]      | [-]                      |         |
| Double wall elements       | V1_Kap_1               | 9.89            | 4.02  | 326   | 400       | 8.06           | 7.96 ± 0.30   | 9.46      | 7.71                     | −3.17%  |
|                            | V1_Kap_2               | 10.06           | 3.74  | 326   | 400       | 8.20           |               |           |                          |         |
|                            | V2_Kap_3               | 9.14            | 3.46  | 326   | 400       | 7.45           |               |           |                          |         |
|                            | V2_Kap_4               | 9.98            | 3.10  | 326   | 400       | 8.13           |               |           |                          |         |
|                            | V5_Lat5_1              | 3.80            | 1.71  | 326   | 400       | 3.10           | 3.53 ± 0.28   | 4.40      | 3.59                     | 1.58%   |
|                            | V5_Lat5_2              | 4.26            | 1.77  | 326   | 400       | 3.47           |               |           |                          |         |
|                            | V6_Lat5_3              | 4.58            | 1.63  | 326   | 400       | 3.73           |               |           |                          |         |
|                            | V6_Lat5_4              | 4.69            | 1.73  | 326   | 400       | 3.83           |               |           |                          |         |
|                            | V7_Lat9_1              | 27.25           | 3.19  | 326   | 400       | 22.21          | 23.04 ± 1.00  | 26.50     | 21.60                    | −6.26%  |
|                            | V7_Lat9_2              | 27.66           | 2.60  | 326   | 400       | 22.55          |               |           |                          |         |
| V8_Lat9_3                  | 27.81                  | 3.60            | 326   | 400   | 22.67     |                |               |           |                          |         |
| V8_Lat9_4                  | 30.36                  | -               | 326   | 400   | 24.75     |                |               |           |                          |         |
| Thin panels with SIN-beams | V3_Welded_1            | 49.67           | 0.97  | 321   | 400       | 39.80          | 36.06 ± 3.74  | 42.36     | 33.94                    | −5.87%  |
|                            | V3_Welded_2            | 40.34           | 0.76  | 321   | 400       | 32.32          |               |           |                          |         |
|                            | V4_transv_1            | 44.02           | 0.70  | 321   | 400       | 35.27          | 29.48 ± 5.78  | 23.85     | 19.11                    | −35.19% |
|                            | V4_transv_2            | 29.58           | 1.38  | 321   | 400       | 23.70          |               |           |                          |         |
|                            | V9_Flange supported_1  | 98.13           | 1.44  | 321   | 400       | 78.63          | 74.14 ± 4.49  | 101.35    | 81.21                    | 9.54%   |
|                            | V9_Flange supported_2  | 98.13           | 0.49  | 321   | 400       | 78.63          |               |           |                          |         |
|                            | V10_Flange supported_3 | 86.92           | 1.56  | 321   | 400       | 69.64          |               |           |                          |         |
|                            | V10_Flange supported_4 | 86.92           | 0.96  | 321   | 400       | 69.64          |               |           |                          |         |
|                            | V11_Flange fixed_1     | 129.50          | 5.89  | 321   | 400       | 103.76         | 102.76 ± 1.00 | 119.77    | 95.97                    | −6.61%  |
|                            | V11_Flange fixed_2     | 129.50          | 5.22  | 321   | 400       | 103.76         |               |           |                          |         |
| V12_Flange fixed_3         | 127.00                 | -               | 321   | 400   | 101.76    |                |               |           |                          |         |
| V12_Flange fixed_4         | 127.00                 | -               | 321   | 400   | 101.76    |                |               |           |                          |         |

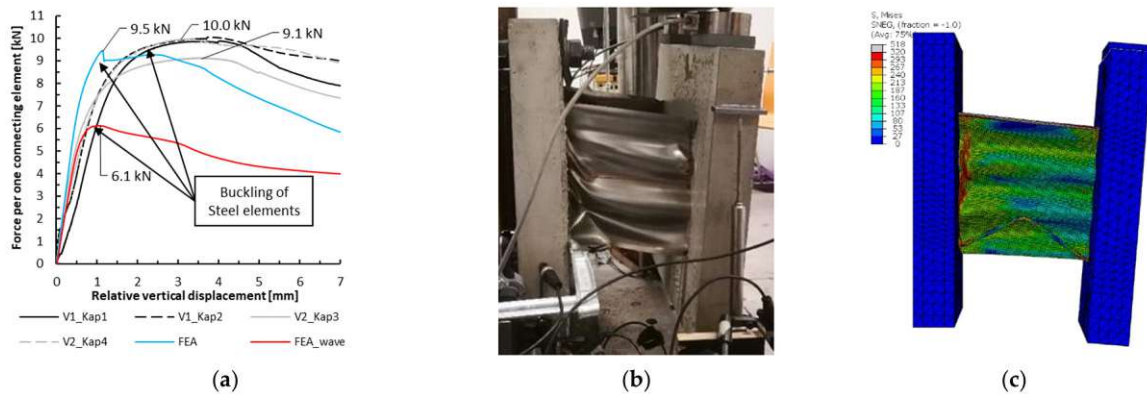


### 2.3. Discussion

#### 2.3.1. Double Wall Elements

##### KAP-Steel-Connectors

The load–deformation diagram in Figure 7a shows an almost linear behaviour in the laboratory tests until the KAP-sticks as well as the KAP-waves began to buckle.



**Figure 7.** Test results KAP-steel-connector double wall elements: (a) load-deformation diagram with results from laboratory tests (black and grey) and FEA-simulations (blue and red); (b) specimen post failure in the laboratory test; (c) finite element specimen post failure, deformation superelevated two times.

The finite element analysis confirmed not only the ultimate load, but also showed, that the wave is responsible for a major part of the load bearing capacity. This can be seen by comparing the results curve from the model without sticks to the complete model. The load deformation diagram also shows that the finite element analysis slightly overestimates the stiffness from the laboratory tests.

The buckled KAP-wave and buckled KAP-sticks in the lower part of the specimen in Figure 7b,c after failure were the same for all specimens and did not cause any damage to the surrounding concrete.

#### Lattice Girders Ø5 mm and Ø9 mm Diagonals

The load deformation diagrams in Figure 8a,b show that until the buckling of the compressed diagonals, the behaviour was almost linear. In the diagram in Figure 8b, three of the four tested connecting elements are plotted due to problems at the deformation measurement of element V8\_Lat9\_4. As can be seen in Table 5, the load was in the same range as the other three lattice girders.

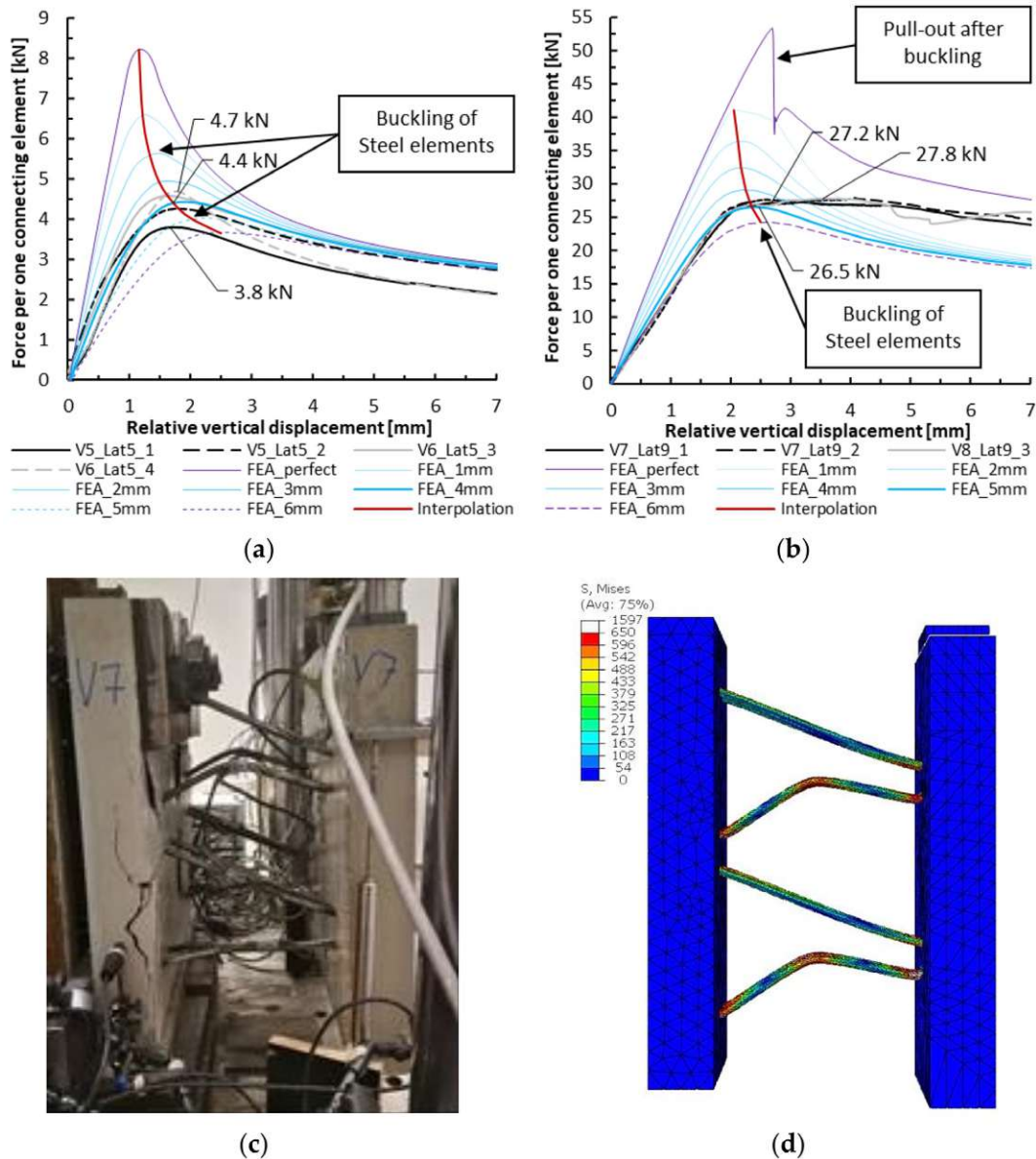
The results from the finite element parameter study (Figure 8a,b) on imperfections show the reduction in load bearing capacity and stiffness with increasing magnitude of imperfection. The best fit to the experiment was obtained at an imperfection of 4 mm for the 5 mm diagonals and at 5 mm for the 9 mm diagonals.

Table 2 shows the range of magnitude of imperfections, measured at two lattice girders. Superimposing deformations in the two directions shows that the results from the FE-simulations are plausible.

However, it must be considered that not all bars have the same pre-deformation and therefore behave more rigidly or softly, resulting in different stresses in the bars.

Figure 8c shows a 9 mm diagonals specimen after failure. Up to a deformation of approximately 10 mm, no damage was observed at the interface between the concrete and the lattice girder. After reaching the maximum load, the specimen was pushed further, deforming the already buckled steel bars, followed by a failure of the concrete panel (pull-out of the individual reinforcement bars of the lattice girder). This behaviour can be explained by a failure of the compressed bars, while the tensioned diagonals

were still under tension. The pull-out failure occurred at three of the four tested lattice girders with 9 mm diagonals and at very large deformations long after the ultimate load. This failure mode was also observed in the simulations for the 9 mm diagonals without imperfections (Figure 8b). At the 5 mm diagonals, no damage at the concrete next to the lattice girders could be observed, showing that the compressed bars have a fixed-fixed boundary condition.

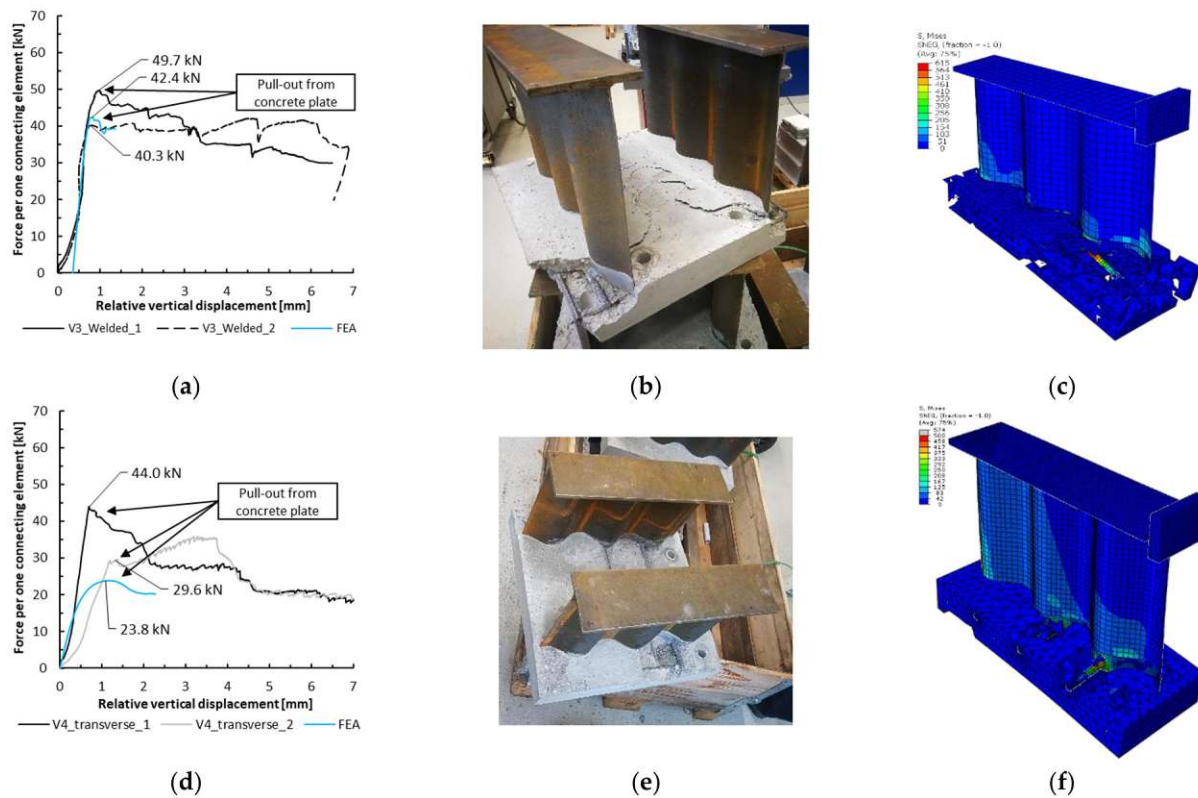


**Figure 8.** Test results Ø5 mm and Ø9 mm lattice girder double wall elements: (a) Ø5 mm lattice girder double wall elements: load-deformation diagram with results from laboratory tests (black and grey) and FEA-simulations (blue and purple); (b) Ø9 mm lattice girder double wall elements: load-deformation diagram with results from laboratory tests (black and grey) and FEA-simulations (blue and purple); (c) specimen post failure in the laboratory test; (d) finite element specimen post failure, deformation superelevated two times.

## 2.3.2. Concrete Panels with SIN Steel Beams

## Version 1: Fixed Concrete Panel with Pull-Out of SIN Steel Beams

Both diagrams in Figure 9a,d show a sizeable difference in the ultimate load between the two beams in one test. At the version with the penetrating rebar, the stiffness was also significantly different.



**Figure 9.** Test results: concrete panel and SIN beam, with fixed concrete panel (a) load-deformation diagram with results from laboratory tests (black and grey) and FEA-simulations (blue and purple); (b) specimen post failure in the laboratory test; (c) finite element specimen post failure, deformation superelevated two times (d) load-deformation diagram with results from laboratory tests (black and grey) and FEA-simulations (blue and purple); (e) specimen post failure in the laboratory test; (f) finite element specimen post failure, deformation superelevated ten times.

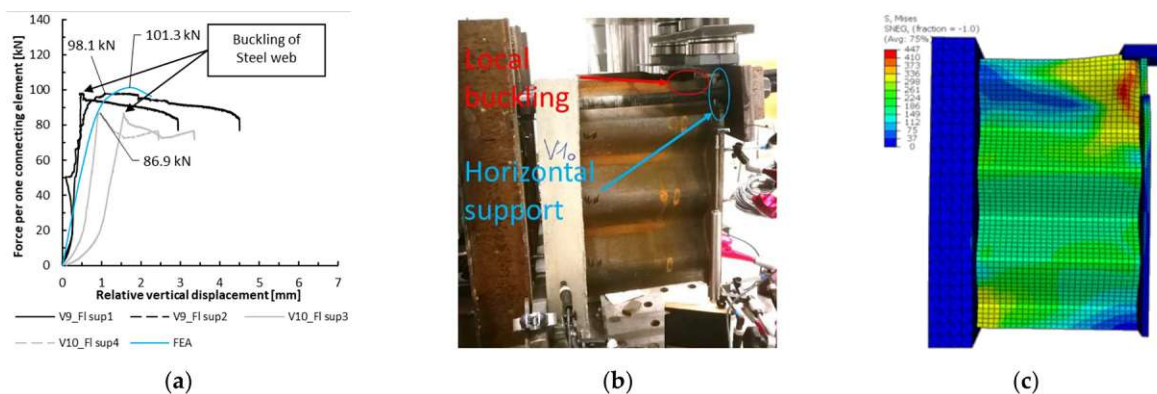
The specimen post failure with the pull-out of the steel beam from the concrete can be seen in (Figure 9b,e). Both failure modes were reproduced in the finite element simulation (Figure 9c,f), with a higher average load at the welded bars (Figure 9a,d). In the laboratory tests, an initial deformation was required so that all parts were under force, therefore the curve from the FEA was moved to the right in Figure 9a. The finite element simulation was stopped shortly after the maximum load due to huge computational effort without additional gain of information.

The ultimate loads obtained from the simulations fit to the experimental results for the welded version, while they were underestimated for the penetrated solution.

For a detailed understanding of the compound behaviour of corrugated webs with these systems, further investigations will be necessary.

## Version 2: Upper Horizontal Support at the Steel Flange

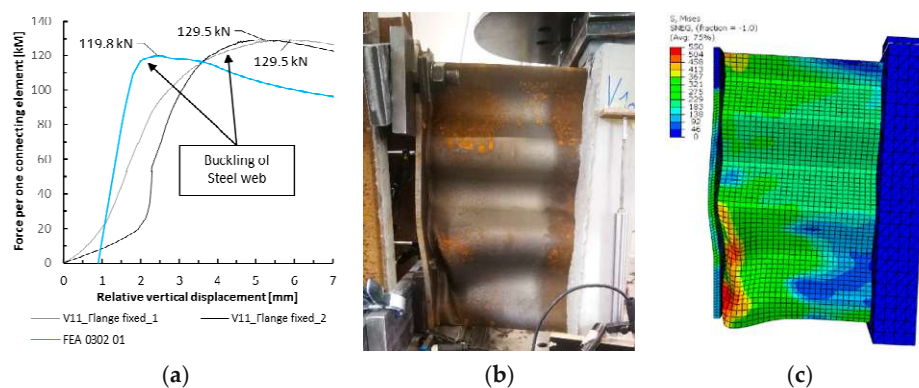
Pullout was avoided with the new setup and no difference in the failure mode between the two specimen types could be observed. They failed due to local buckling of the corrugated steel web at the upper horizontal support (Figure 10b). The load–deformation diagram in Figure 10a shows that, after all components of the test setup were under force, approximately the same stiffness was found for all 4 steel beams. With respect to the maximum achieved test load, 86.7 and 98.1 kN were measured. The stiffness, ultimate load and failure mode were confirmed by the non-linear FE-simulation (Figure 10a–c).



**Figure 10.** Test results: concrete panel and SIN beam, with horizontally supported steel flange (a) load-deformation diagram with results from laboratory tests (black and grey) and FE-simulations (blue); (b) specimen post failure in the laboratory test with local buckling of the steel web and horizontal support at the steel flange; (c) finite element specimen post failure, deformation super-elevated two times.

## Version 3: Steel Beam Fixed and Free-Floating Concrete Panel

The specimens from version 2 were tested again, with the steel beam as the fixed part and the concrete panel free-floating. Figure 11a shows the same maximum load for both girders. The test data for the second test are not displayed due to a loss of the experimental data. The maximum force is shown in Table 5. The specimen after failure in the laboratory in Figure 11b and the simulation in Figure 11c showed a local buckling of the corrugated web at the lower horizontal support. The difference in the stiffness is explained by the damage in the corrugated webs from the previous tests with the other setup.



**Figure 11.** Test results: concrete panel and SIN beam, with fixed SIN beam (a) load-deformation diagram with results from laboratory tests (black and grey) and FEA-simulations (blue); (b) specimen post failure in the laboratory test with local buckling of the steel web; (c) finite element specimen post failure, deformation super-elevated two times.



### 3. Push-Off Tests on Joints between Segments

#### 3.1. Test Design

##### 3.1.1. Specimen and Geometry

Push-off specimens similar to those used by other researchers [33,34] to study the shear transfer and aggregate interlock behaviour of pre-cracked concrete were adopted. Similar tests for dry and epoxied joints have been performed by several researchers [35–38]. The main research activities on the field of bridge segments with dry or epoxied connections are compiled in [39]. Further, grouted joints were also investigated in various experimental studies, primarily focusing on large precast panels' connection in building construction [40,41]. The specimens used in these tests consisted of pairs of concrete blocks (Figure 12) with a height of 260 mm and a width of 100 mm. These blocks were cast with a self-compacting concrete mixture with a target compression strength of 60 MPa, typical for precast elements. Four bent bars with a diameter of 10 mm were used to realize the corbels, which formed the load introduction points. Those were necessary to suppress bending effects in the tested joint.

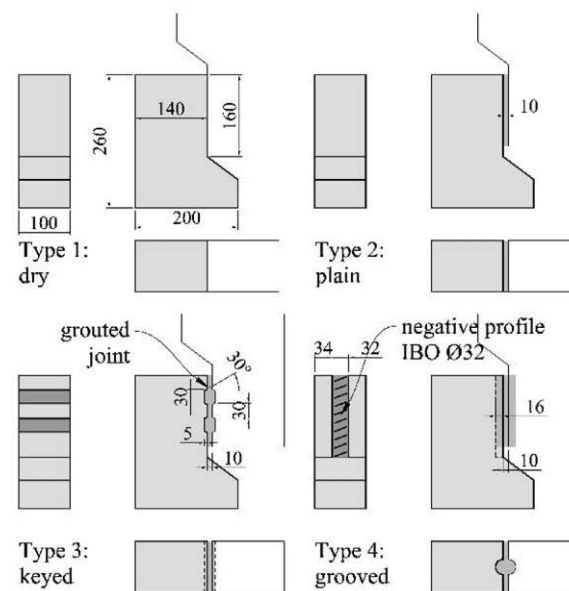


Figure 12. Geometry of push-off specimens with the joint geometry.

The connection between the separate blocks was achieved by a 10 mm thick layer of mortar, resulting in a joint area of  $100 \times 140$  mm (types 2–4 in Figure 12). The layer thickness was identified as the minimum required tolerance in the construction of a full-scale prototype in [36]. Besides the connected specimens, a reference test without mortar was tested (type 1 in Figure 12).

Specimens of type 1 and 2 were plain joints with and without mortar. The surface was pre-treated with sandpaper (P40) for better adhesion. Specimens of type 3 had two shear keys with a depth of 5 mm and a width of 30 mm. The shear keys were designed to comply with the geometry rules of keyed surfaces in Eurocode 2, resulting in a total key surface  $A_{Key} = 6000$  mm<sup>2</sup>. The shear transfer of type 4 was realised using a half-round vertical groove with a profiled surface, represented by a negative profile of a hollow-core drill IBO Ø32 (rib height 1.6 mm and screw pitch of 12.7 mm,  $A_{Groove} = 4480$  mm<sup>2</sup>). When two elements were put together, the two grooves formed a channel, which simplified the grout filling. This new joint-design was developed at the TU Wien, specially to address the proposed method in Section 1 and [36]. The surface of the specimens of type 3 and 4 had not been pre-treated before the grouting of the joints to spare this step with the



intention of saving construction time in the actual application. Since the separation along the groove in two specimens of type 3 occurred, an entirely untreated surface could not be recommended.

### 3.1.2. Materials

Two mortar products from two different suppliers were tested in this series, with the second grout only used on the specimen with joint type 2 and 4. Both products have expanding properties before setting and had low shrinkage properties. The maximum grain size was 1 mm for both mortars. Material properties were evaluated using mortar prism tests on the day of testing with dimensions of 40/40/160 mm (Table 6). A total of six compression tests and three flexural tests of each mortar were conducted. The material parameters of the concrete blocks were achieved by material tests on cylinders ( $d = 150$  mm,  $h = 300$  mm) consisting of three compression tests and three splitting tensile tests.

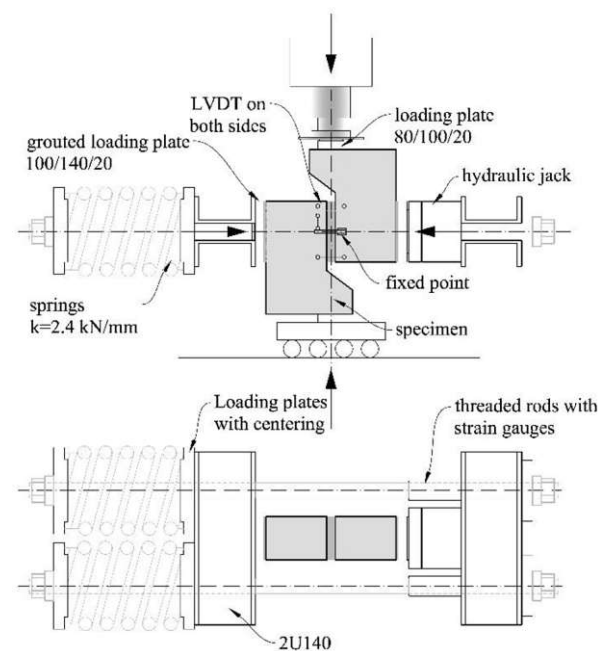
**Table 6.** Mechanical properties of mortar and concrete.

| Product  | $\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ] | $f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | $f_{ct,fl}$ [N/mm <sup>2</sup> ] | Age [days] |
|----------|-----------------------------|-------------------------------|----------------------------------|------------|
| Grout 1  | 2.24 ( $\pm 0.7\%$ )        | 75.40 ( $\pm 4.8\%$ )         | 10.30 ( $\pm 4.7\%$ )            | 55         |
| Grout 2  | 2.26 ( $\pm 0.3\%$ )        | 84.30 ( $\pm 2.3\%$ )         | 6.00 ( $\pm 5.6\%$ )             | 16         |
| Concrete | 2.33 ( $\pm 0.7\%$ )        | 81.40 ( $\pm 1.0\%$ )         | 4.10 ( $\pm 1.3\%$ )             | 116        |

Both materials showed a very high concrete compression strength  $f_{cm}$ , while grout 2 showed a lower tensile strength  $f_{ct,fl}$  during the flexural tests. Grout 2 was tested in a younger state than grout 1 considering the age of the specimens (Table 6).

### 3.1.3. Test Setup and Testing Procedure

Since main objective of these tests was to study the strength of the joints under uniform shear and normal stresses, a testing configuration was chosen that eliminated, to the extent possible, bending effects and stress concentrations (Figure 13).



**Figure 13.** Test setup and surface measurements on push-off tests with constant lateral force.

Springs with a stiffness  $k = 2.4 \text{ kN/mm}$  were used to minimise a possible increase of the lateral force caused by dilatation of the joint.

Each conducted test consisted of the following steps: post-tensioning followed by a push-off test. The joint surface was prestressed with a nominal value of normal stress ( $\sigma = 2.0/9.0/16.0 \text{ N/mm}^2$ ) in the joint. The post-tensioning forces  $P$  were applied by a hydraulic jack over a frame containing two beams made of U-profiles and two threaded rods with strain gauges applied to them. The strain gauges were used to determine the prestressing force.

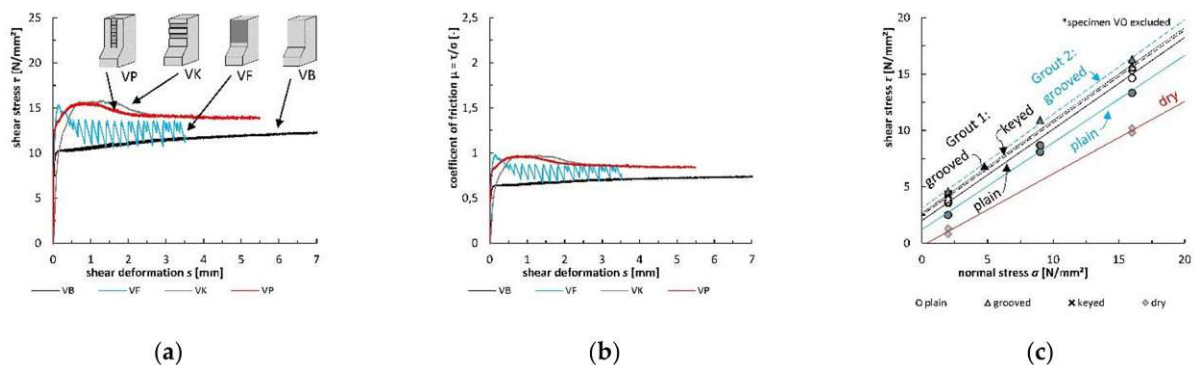
The applied load  $F$  in the push-off tests was determined by measuring the oil pressure in the hydraulic jack. The dilatation  $w$  of the joint was measured with a total of four LVDTs, placed on the top and bottom on each side. The shear deformation  $s$  was measured with LVDTs placed in the middle on each side.

The experiments were loaded with a slow loading rate of  $0.05 \text{ mm/min}$  for precise coverage of damage effects. After the first pronounced load decrease, the loading rate was doubled. The test procedure was stopped after a shear deformation of at least  $3.0 \text{ mm}$ . Some experiments were continued until no further significant change in the post-peak behaviour was observed.

### 3.2. Results

#### 3.2.1. Load-Carrying Behaviour

The general characteristics of each joint type's bearing behaviour are plotted in Figure 14 and in order to explain the load-carrying behaviour. Figure 14 shows the dependences of the shear stress  $\tau$  and coefficient of friction  $\mu$  on the shear deformation  $s$ , respectively.



**Figure 14.** Load carrying characteristic of different joint types: (a)  $\tau/s$ -relationship; (b)  $\mu/s$ -relationship; (c)  $\tau_{max}$  vs.  $\sigma$ .

#### Plain Grouted Joint

The plain grouted joints showed a different load-bearing behaviour when compared to dry joints. After reaching the maximum shear force, a significant load decrease occurred (Figure 14a). This difference between maximum load and the decreased load level afterwards characterises the adhesive component due to grouting. Subsequent to this first continuous decrease, the transferred shear force suddenly dropped to a dry joint load level but recovered afterwards. Although the same loading rate was used, the grouts showed a generally different behaviour (see VF in Figure 14a,b). The coefficient of friction  $\mu$  was, as was the case for the dry joints, almost independent of the prestressing level but significantly higher at around 0.8.

#### Keyed Grouted Joint

In order to activate the full shear capacity of a keyed surface, a certain shear deformation was necessary, as shown in the load–deflection curve in Figure 14a. This failure

announcement behaviour is advantageous compared to plain joints, in which no significant movement occurs prior to failure. The keyed joints also showed a pronounced post-peak behaviour, since the failure load level could be held although shear displacement occurred. Only a minor force decrease addressed to an adhesive component could be identified. The friction coefficient for both prestressing levels converged at the end of the test and ranged between 0.8 and 1.0.

#### Grooved Grouted Joint

Similar to the keyed joint, a certain shear deformation was necessary to fully activate the shear capacity of the grooved joint. However, the load–deflection curve is different compared to the keyed joint since it shows an additional branch with a lower stiffness prior to maximum load level but at the same time stiffer at first. This failure behaviour could also be seen as advantageous in real-scale structures. The friction coefficient for all post-tensioning levels converged at the end of the test, lying between 0.8 and 0.9.

#### 3.2.2. Influence of Investigated Parameters on Joint Capacity

In the diagram in Figure 14c, the maximum shear stress  $\tau_{max}$  achieved in the experiments is plotted against the nominal prestressing stress  $\sigma = P/A$ , allowing a comparison of the resistance of the different joint types. All test results from this series are listed in Table 7.

**Table 7.** Test results and comparison to FEM analysis.

| Name | Grout | Type | $F_{max}^1$<br>[kN] | $\tau_{max}^2$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $\sigma$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $f_{cm}$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $f_{ct,fl}$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $F_{FEM}$<br>[kN] | $F_{max}/F_{FEM}$<br>[-] |
|------|-------|------|---------------------|--|----------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|-------------------|--------------------------|
| VA   | -     | 1    | 137.4 *             | 9.8                                    | 16.0                             | -                                | -                                   | 155.1             | 0.89                     |
| VB   | -     | 1    | 142.9 *             | 10.2                                   | 16.0                             | -                                | -                                   | 155.1             | 0.92                     |
| VC   | -     | 1    | 18.2 *              | 1.3                                    | 2.0                              | -                                | -                                   | 19.4              | 0.94                     |
| VD   | -     | 1    | 11.1 *              | 0.8                                    | 2.0                              | -                                | -                                   | 19.4              | 0.57                     |
| VE   | 1     | 2    | 204.8               | 14.6                                   | 16.0                             | 75.4                             | 10.3                                | 201.8             | 1.01                     |
| VF   | 1     | 2    | 215.0               | 15.4                                   | 16.0                             | 75.4                             | 10.3                                | 201.8             | 1.07                     |
| VG   | 1     | 2    | 50.1                | 3.6                                    | 2.0                              | 75.4                             | 10.3                                | 47.27             | 1.06                     |
| VH   | 1     | 2    | 51.4                | 3.7                                    | 2.0                              | 75.4                             | 10.3                                | 47.27             | 1.09                     |
| VI   | 1     | 3    | 59.6                | 4.3                                    | 2.0                              | 75.4                             | 10.3                                | 57.6              | 1.03                     |
| VJ   | 1     | 3    | 61.1                | 4.4                                    | 2.0                              | 75.4                             | 10.3                                | 57.6              | 1.06                     |
| VK   | 1     | 3    | 221.8               | 15.8                                   | 16.0                             | 75.4                             | 10.3                                | 229.7             | 0.97                     |
| VL   | 1     | 3    | 221.4               | 15.8                                   | 16.0                             | 75.4                             | 10.3                                | 229.7             | 0.96                     |
| VM   | 1     | 4    | 54.5                | 3.9                                    | 2.0                              | 75.4                             | 10.3                                | 54.0              | 1.01                     |
| VN   | 1     | 4    | 61.2                | 4.4                                    | 2.0                              | 75.4                             | 10.3                                | 54.0              | 1.13                     |
| VO   | 1     | 4    | 187.4               | 13.4                                   | 16.0                             | 75.4                             | 10.3                                | 211.0             | 0.89                     |
| VP   | 1     | 4    | 218.6               | 15.6                                   | 16.0                             | 75.4                             | 10.3                                | 211.0             | 1.04                     |
| VE2  | 2     | 2    | 186.5               | 13.3                                   | 16.0                             | 84.3                             | 6.0                                 | 185.0             | 1.01                     |
| VF2  | 2     | 2    | 113.3               | 8.1                                    | 9.0                              | 84.3                             | 6.0                                 | 115.1             | 0.98                     |
| VG2  | 2     | 2    | 121.6               | 8.7                                    | 9.0                              | 84.3                             | 6.0                                 | 115.1             | 1.06                     |
| VH2  | 2     | 2    | 35.1                | 2.5                                    | 2.0                              | 84.3                             | 6.0                                 | 33.7              | 1.04                     |
| VM2  | 2     | 4    | 228.4               | 16.3                                   | 16.0                             | 84.3                             | 6.0                                 | 211.0             | 1.08                     |
| VN2  | 2     | 4    | 153.0               | 10.9                                   | 9.0                              | 84.3                             | 6.0                                 | 133.6             | 1.15                     |
| VO2  | 2     | 4    | 64.6                | 4.6                                    | 2.0                              | 84.3                             | 6.0                                 | 46.7              | 1.38                     |

\*  $F_{0.2}$  at shear deformation of  $s = 0.2$  mm is chosen for  $F_{max}^1$ . <sup>1</sup> experimental data of column  $F_{max}$  also in [21]. <sup>2</sup>  $\tau_{max} = F_{max}/A$  with  $A = 14,000$  mm<sup>2</sup>.

It became apparent that the relationship between the prestressing level and the maximum load  $F$  could be described by a linear function in the investigated range. Therefore, only high and low prestress forces were investigated in the grout 1 series.

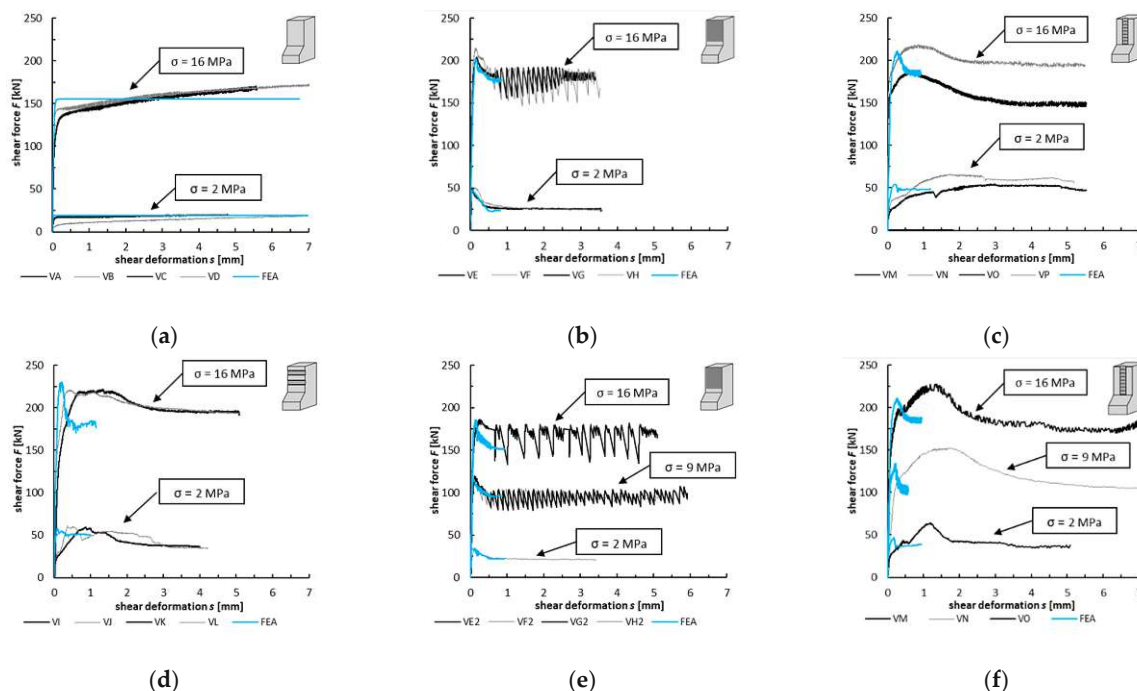
The positive effect of joint grouting on the shear resistance can be seen when the results of specimens with plain joints are compared to the results with dry joints (light grey line in Figure 14c). The plain grout 1 specimens showed an average increase of 53 kN, while the increase with grout 2 specimen was about 40 kN.

The comparison of grooved joints with plain joints shows that grooved joints have a higher shear capacity, presumably because of their higher roughness. Nevertheless, the increase is more pronounced with the grout 2 specimens, seeing an average increase of 36 kN. By contrast, only a small increase of about 8 kN could be observed in the Grout 1 specimens. It is assumed that the different ratio between the compressive and tensile strength of the mortars leads to this difference.

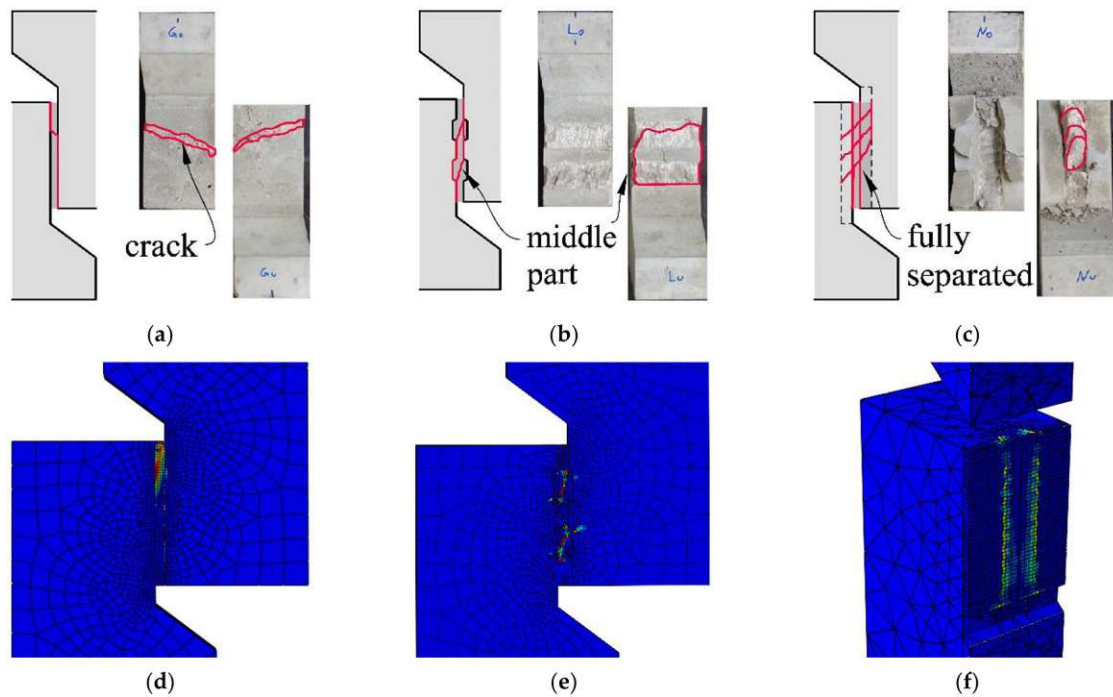
The keyed joint showed almost the same load capacity as the grooved joint (see Table 7). However, as discussed above, the load deflection curve is different.

### 3.3. Discussion of Failure Cause by Non-Linear FEM-Analysis

The non-linear FEM analysis was performed using ABAQUS FEA with the previously introduced material and parameters (Table 3). The interface parameters were calibrated by the test results of the plain grouted joint. The simulations can fully reproduce the achieved test loads (Table 7). Moreover, the load carrying behaviour is represented quite accurately with some lack in the post-peak behaviour of the keyed and grooved joints (Figure 15). Pronounced plateaus at load-peak were observed in the experiments, which could not be covered in the simulations. These plateaus could be explained by delamination processes of these rough interfaces, accompanied by an early shear deformation, both of which were observed in the experiments. These computing time intensive delamination processes were not integrated in the FE-model of this investigation. The comparison between the cracking pattern of the tests and the simulations is shown in Figure 16.



**Figure 15.** Load-deformation diagrams compared to simulation results for (a) dry joint; grout 1: (b) plain; (c) groove; (d) keyed and for grout 2: (e) plain; (f) grooved, respectively.



**Figure 16.** Typical cracking pattern for different joint types: (a) VG (plain); (b) VL (keyed); (c) VN (grooved). Comparison to the FEM results: (d) plain, (e) keyed, (f) grooved.

The failure in the plain grouted joint is defined by overcoming the frictional capacity plus an adhesive portion according to the shear-friction model of the fib Model Code 2010 and Eurocode 2. After reaching this load level, delamination occurs, accompanied by shear deformation, which leads to a single inclined crack in the grout located approximately at the middle of the joint. In the end, the grout is fully separated, with the rest of the material still attached to the opposite concrete blocks in simulations and testing (Figure 16a). The bearable load drops to the level of the test with dry surface, which could be explained by the fact that the grout slides as a quasi-negative profile on the dry surface. The simulations also showed this failure surface.

After overcoming this preliminary shear friction, the shear displacement leads to an activation of shear keys at the specimen with the keyed surface. When this happens, the formation of concrete compression struts occurs (Figure 16b). The load increase is then limited by a diagonal cracking initiated at the contact point of the upper shear key on the specimen half with load introduction (Figure 16b). The same crack can be found on the lower shear key on the specimen half with the load-bearing point. Finally, the grout part is also separated in the middle in tests and simulations.

The grooved joint can be interpreted as a rougher surface that acts along the plain surface. Thus, the bearing portions of both surfaces could be aggregated. Until this load level is reached, only a slight shear deformation occurs (Figure 14a). When this load level is surpassed, the separation between concrete block and grout leads to a grind down of the ribs (Figure 16c) and also to a separation of this grouted pillar and the plain grout at various locations in the joint. Only in test VO was a different cracking pattern with an almost linear separation of the pillar observed, resulting in a lower transferable force (Table 7).



#### 4. Conclusions

In this paper, shear tests on different connecting elements for unfilled double walls (lattice girders with Ø5 mm and Ø9 mm diagonals and KAP-steel-connectors) as well as thin-panels with attached steel girders with corrugated webs were presented. The load bearing behaviour and the failure modes were analysed as such elements will be utilised for the creation of cross-frames in bridge segments made from thin-walled pre-fabricated elements.

Further, different joint designs for thin-walled pre-fabricated elements for the application in segmental bridge construction were discussed. The load-bearing behaviour of those joints was analysed by push-off tests with a constant lateral force. The main parameters are the joint type (wet joints: plain, grooved, keyed; dry joints), the grout type and the level of lateral force.

The test results of both investigations were evaluated by non-linear finite-element simulations using the commercial software ABAQUS. Based on the conducted evaluations following conclusions are drawn.

- For the prototype bridge segment shown in Figure 1, the maximum shear force in the vertical webs is 16.81 kN [42]. When comparing this to the shear capacities of the tests (Table 5), it can be seen that this load can be borne by all variants of steel beams and the lattice girders with Ø9 mm diagonals. For the thinner lattice girders, it is possible to create a frame by using five girders instead of one, while for the KAP-steel connectors three rows would be necessary. The use of multiple girders in a double wall can be advantageous when it comes to filling the double wall with concrete. A higher number of connections between the two shells allows for a higher filling speed. The tests also showed that the lattice girder diagonals of unfilled double wall elements can be considered as fixed inside the concrete; this also applies to the KAP-steel-connectors.
- All experiments could be reproduced with the finite element simulations, helping to better understand the different failure modes. Parameter studies on the imperfections of lattice girders showed that such slender compressed struts are very sensitive to imperfections as the stiffness and the load bearing capacity are reduced with the magnitude of imperfection.
- Nevertheless, for the assessment of the corrugated webs additional investigations on the compound behavior and the shear capacity are necessary, especially when it comes to girders with holes for post-tensioning ducts.
- Grouted joints are suitable for connecting bridge segments made of pre-fabricated thin-walled elements since a continuous load transfer could be enabled during the erection process. In addition, the closed-shell formed thereby serves as formwork in the later construction process.
- The newly introduced concept of profiled grooved joints enables an easy grouting process and therefore enables smaller joints. The test results show that this joint type is as capable of transferring shear forces as joints with a typical shear keyed surface. Both types display a ductile behaviour that is favourable in comparison to the grouted plain joint.
- The conducted FEM-simulations are capable of reproducing the results of the small-scale tests presented. Further, parameter studies on the effect of the mechanical properties of the grouts and the redistribution of prestressing forces in the full-scale model will be conducted.

**Author Contributions:** Shear tests on cross-frames, test conceptualization, S.J.F. and J.K.; methodology, S.J.F.; investigation, S.J.F., M.R. and T.H.; formal analysis (FEA), S.J.F., writing, S.J.F.; supervision, J.K.; Push-off tests, test conceptualization, T.H. and J.K.; methodology, T.H.; laboratory tests, T.H. and S.J.F.; formal analysis (FEA), M.R.; writing, T.H.; supervision, J.K. All authors have read and agreed to the published version of the manuscript.

**Funding:** This research was funded by FFG, grant number 880272. Open Access Funding by TU Wien.

**Institutional Review Board Statement:** Not applicable.

**Informed Consent Statement:** Not applicable.

**Data Availability Statement:** The data that support the findings of this study are available from the corresponding author upon reasonable request.

**Acknowledgments:** The research project “Bridge construction with thin-walled segments out of pre-fabricated elements” is organised by the Austrian Society for Construction Technology (ÖBV) and financially supported by the Austrian Research Promotion Agency (FFG), as well as by the following companies: ÖBB, ASFINAG, Porr, Strabag, Swietelsky, Habau, Implenia, Hochtief, Zeman, Öststettin, Leyrer & Graf, Oberndorfer, ANP-Systems, VÖB, VÖZ, FCP, Baucon, Schimetta, Öhlinger & Partner, ZT Mayer. The authors express their sincere gratitude for the financial support. The lattice girders and the SIN beams were provided by the companies Filigran and Zeman, the authors thank them for this support. The authors acknowledge TU Wien Bibliothek for financial support for editing/proofreading.

**Conflicts of Interest:** The authors declare no conflict of interest.

## References

- Huber, P. Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken. Ph.D. Thesis, TU Wien, Vienna, Austria, 2016.
- Khaleghi, B.; Schultz, E.; Seguirant, S.; Marsh, L.; Haraldsson, O.; Eberhard, M.; Stanton, J. Accelerated bridge construction in Washington State: From research to practice. *PCIJ* **2012**, *57*, 34–49. [CrossRef]
- Kollegger, J.; Suza, D.; Proksch-Weilguni, C.; Träger, W. Entwicklung und erste Anwendung des Brückenklappverfahrens. *Beton Stahlbetonbau* **2020**, *115*, 484–494. [CrossRef]
- Kollegger, J.; Foremniak, S.; Suza, D.; Wimmer, D.; Gmainer, S. Building bridges using the balanced lift method. *Struct. Concr.* **2014**, *15*, 281–291. [CrossRef]
- Wimmer, D. Entwicklung eines neuen Brückenbauverfahrens durch die Kombination von dünnwandigen Betonfertigteilen und Vorspannung. Ph.D. Thesis, TU Wien, Vienna, Austria, 2016.
- Gaßner, K. Ein neues Verfahren zur Herstellung von Brückenfahrplattensystemen aus Fertigteilplatten mit Aufbetonschichten. Ph.D. Thesis, TU Wien, Vienna, Austria, 2020.
- Fasching, S.; Huber, T.; Rath, M.; Kollegger, J. Semi-precast segmental bridges: Development of a new construction method using thin-walled prefabricated concrete elements. *Struct. Concr.* **2021**. [CrossRef]
- Reichenbach, S. Areas of Application of Thin-Walled Precast Concrete Elements: From Integral Bridges with Short and Medium Spans to Multi-Span bridges. Ph.D. Thesis, TU Wien, Vienna, Austria, 2019.
- Kollegger, J.; Fasching, S.; Huber, T.; Rath, M. Verfahren zur Herstellung eines Brückenträgers einer Spannbetonbrücke. WO Patent AT 521 261, 6 September 2018. Issued 15 December 2019.
- Geißler, K. *Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*; Wilhelm Ernst & Sohn: Berlin, Germany, 2014.
- Mehlhorn, G.; Curbach, M. *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*; Springer: Wiesbaden, Germany, 2015.
- Schäfer, H.G.; Schmidt-Kehle, W. Schubdeckung und Fugenverbund bei nachträglich durch Ort beton ergänzten Fertigteilplatten und Fertigteilbalken. *Beton Stahlbetonbau* **1995**, *90*, 49–53. [CrossRef]
- Members of IABSE Working Group 6. *Bridge Deck Erection Equipment*; ICE Publishing: London, UK, 2018.
- Raichle, J.; Kuhlmann, U. Trapezblechstege im Verbundbau. *Stahlbau* **2015**, *84*, 763–770. [CrossRef]
- Leblouba, M.; Junaid, M.T.; Barakat, S.; Altoubat, S.; Maalej, M. Shear buckling and stress distribution in trapezoidal web corrugated steel beams. *Thin Walled Struct.* **2017**, *113*, 13–26. [CrossRef]
- Driver, R.G.; Abbas, H.H.; Sause, R. Shear Behavior of Corrugated Web Bridge Girders. *J. Struct. Eng.* **2006**, *132*, 195–203. [CrossRef]
- Zhou, M.; Liu, Z.; Zhang, J.; An, L.; He, Z. Equivalent computational models and deflection calculation methods of box girders with corrugated steel webs. *Eng. Struct.* **2016**, *127*, 615–634. [CrossRef]
- Novák, B.; Röhm, J. Anwendung von Trapezblechstegen im Brückenbau. *Beton Stahlbetonbau* **2009**, *104*, 562–569. [CrossRef]
- Freyssinet. Patent E. 2.371.882, 1945.
- Chen, W.-F.; Duan, L. *Bridge Engineering Handbook: Construction and Maintenance*, 2nd ed.; CRC Press: Boca Raton, FL, USA, 2014.
- Huber, T.; Fasching, S.; Kollegger, J. Shear connection between two precast concrete bridge segments built with thin-walled elements. In Proceedings of the IABSE Congress Christchurch 2020—Resilient Technologies for Sustainable Infrastructures, Christchurch, New Zealand, 3–5 February 2021; pp. 54–61.
- Kappema—Home. Available online: <http://www.kappema.com/de/> (accessed on 16 March 2021).
- Gitterträger—FILIGRAN Trägersysteme GmbH & Co. KG. Available online: <https://www.filigran.de/de/produkte/gittertraeger> (accessed on 16 March 2021).

24. DIBt. *Filigran E-Gitterträger und Filigran EV-Gitterträger für Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Aufbetonschicht*; Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Berlin, Germany, 2018; Technical approval Z-15.1-147.
25. Competence in Steel. Zeman International. Available online: <https://www.zeman-stahl.com/> (accessed on 16 March 2021).
26. Gartner, E. SINTRÄGER (Wellstegträger) Technische Dokumentation. Zeman & Co Gesellschaft mbH, Wien. 2015. Available online: [https://www.zeman-stahl.com/wp-content/uploads/2019/12/sindoku\\_en-3\\_d\\_okt2015.pdf](https://www.zeman-stahl.com/wp-content/uploads/2019/12/sindoku_en-3_d_okt2015.pdf) (accessed on 16 February 2021).
27. Dassault Systèmes: Abaqus 6.14 Online Documentation. 2014.
28. Sargin, M. *Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections*; University of Waterloo: Waterloo, ON, Canada, 1971.
29. Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P.-E. 'Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cem. Concr. Res.* **1976**, *6*, 773–781. [[CrossRef](#)]
30. Kueres, D.; Stark, A.; Herbrand, M.; Claßen, M. Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell—Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC. *Bauingenieur* **2015**, *90*, 252–264. [[CrossRef](#)]
31. EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken—Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. EN 1992-1-1.
32. Defining Plasticity in Abaqus. Available online: <https://abaqus-docs.mit.edu/2017/English/SIMACAEGSARefMap/simagsa-c-matdefining.htm> (accessed on 18 March 2021).
33. Mattock, A.H.; Hawkins, N.M. 'Shear Transfer in reinforced concrete—Recent research. *PCIJ* **1972**, *17*, 55–75. [[CrossRef](#)]
34. Walraven, J.C. Fundamental Analysis of Aggregate Interlock. *J. Struct. Div.* **1981**, *107*, 2245–2270. [[CrossRef](#)]
35. Buyukozturk, O.; Bakhroum, M.M.; Beattie, S.M. Shear Behavior of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges. *J. Struct. Eng.* **1990**, *116*, 3380–3401. [[CrossRef](#)]
36. Specker, A. Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken. Ph.D. Thesis, Technische Universität Hamburg, Hamburg, Germany, 2001.
37. Zhou, X.; Mickleborough, N.; Li, Z. Shear strength of joints in precast concrete segmental bridges. *ACI Struct. J.* **2005**, *102*, 3–11.
38. Jiang, H.; Chen, L.; Ma, Z.J.; Feng, W. Shear Behavior of Dry Joints with Castellated Keys in Precast Concrete Segmental Bridges. *J. Bridge Eng.* **2015**, *20*, 04014062. [[CrossRef](#)]
39. Ahmed, G.; Aziz, O.Q. Shear strength of joints in precast posttensioned segmental bridges during 1959–2019, review and analysis. *Structures* **2019**, *20*, 527–542. [[CrossRef](#)]
40. Chakrabarti, S.C.; Nayak, G.C.; Paul, D.K. Shear Characteristics of Cast-In-Place Vertical Joints in Story-High Precast Wall Assembly. *SJ* **1988**, *85*, 30–45. [[CrossRef](#)]
41. Sørensen, J.H.; Hoang, L.C.; Olesen, J.F.; Fischer, G. Test and Analysis of a New Ductile Shear Connection Design for RC Shear Walls. *Struct. Concr. Lond. Thomas Telford Lim.* **2017**, *18*, 189–204. [[CrossRef](#)]
42. Wittmann, G. Brückenbau mittels Vorschubrüstung und dem Einsatz von Segmenten aus hohlkastenförmigen Halbfertigteilen. Master's Thesis, TU Wien, Vienna, Austria, 2020.

## 3 Publikation [3]

- Titel: Zur Ortbeton-Ergänzung einschaliger Halbfertigteilwände  
Autoren: Stephan Fasching, Michael Stoiber, Michael Rath, Johann Kollegger  
Veröffentlichungstyp: Aufsatz in Fachzeitschrift  
Titel des Mediums: Beton- und Stahlbetonbau  
ISSN (Online): 1437-1006  
ISSN (Print): 0005-9900  
DOI: <https://doi.org/10.1002/best.202100078>  
Ausgabe: Volume 11, Issue 12  
Seiten: 11  
Redaktion: Konrad Bergmeister und Kerstin Glück  
Verlag: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften  
Erscheinungsjahr: 2021  
Peer Reviewed: Ja, Impact Factor 1,198 im Jahr 2021  
Status: Veröffentlicht  
Formatierung: Zur Veröffentlichung akzeptierte Einreichung

Stephan Fasching, Michael Stoiber, Michael Rath, Johann Kollegger

## Zur Ortbeton-Ergänzung einschaliger Halbfertigteilwände

Am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien wird derzeit an einem neuen Bauverfahren für vorgespannte Hohlkastenbrücken geforscht, wobei dünnwandige Halbfertigteile zum Einsatz kommen, die das Gewicht im Bauzustand erheblich reduzieren. Das geringste Eigengewicht wird bei der Verwendung einschaliger Wände für die Stege des Hohlkastens im Bauzustand erreicht. Diese Arbeit behandelt Untersuchungen zur Ergänzung von solchen einschaligen Halbfertigteilwänden mit Ortbeton, wobei drei Lösungsvorschläge, mit Spritzbeton, konventioneller Schalung und einer Lösung, die in ihrer Wirkung einer Doppelwand entspricht, präsentiert werden. Diese wurden praktisch erprobt, an Bohrkernen die Betonqualität untersucht und mit Hilfe zerstörender Untersuchungen wurde die Betonfestigkeit des Spritzbetons geprüft.

Mit den Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass große Einbauteile wie Hüllrohre und Stahlträgerflansche die Ausbildung von Spritzschatten bei Spritzbeton begünstigen und eine konventionelle Schalung neben einer Halbfertigteilwand praxistauglich jedoch in der Ausführung aufwändig ist. Messungen zeigten den raschen Abbau des Frischbetondrucks beim Verfüllen einer Wand mit einseitiger Schalung.

Durch das Verbinden von zwei Wandschalen ist eine Doppelwand sowohl aus statischer als auch aus baupraktischer Sicht stets zu bevorzugen. Wo das nicht möglich ist, sollten eine konventionelle Schalung oder Fertigteile mit einer Halbfertigteilwand verbunden, werden um dieselbe statische Wirkung wie bei einer Doppelwand zu erzielen.

**Stichworte:** Halbfertigteile, Spritzbeton, Spritzschatten, Betondruckmessung, Halbfertigteil-Segmentbrücken, Wandschalung, Doppelwand, Vorspannung, Beton-Einbauteile

### *On the completion of single-panel semi-precast walls with in-situ concrete*

The Institute for structural engineering of TU Wien is currently developing a new construction method for prestressed box girder bridges, using thin-walled semi-precast elements that considerably reduce the weight during construction. The smallest self-weight during construction is achieved when using single-panel walls in the web of the box girder. This paper deals with investigations on the addition of in-situ concrete to such single-panel semi-precast walls, presenting three proposed solutions, with shotcrete, conventional formwork and a solution that corresponds to a double wall in its effect. These were tested in practice, the concrete quality was examined on drill cores and the concrete strength of the shotcrete was tested with the help of destructive tests.



The investigations showed that large built-in components such as ducts and steel girder flanges favour the formation of spray shadows with shotcrete and that conventional formwork next to a semi-precast wall is practicable but costly in execution. Measurements showed the rapid reduction of the fresh concrete pressure when filling a wall with formwork on one side.

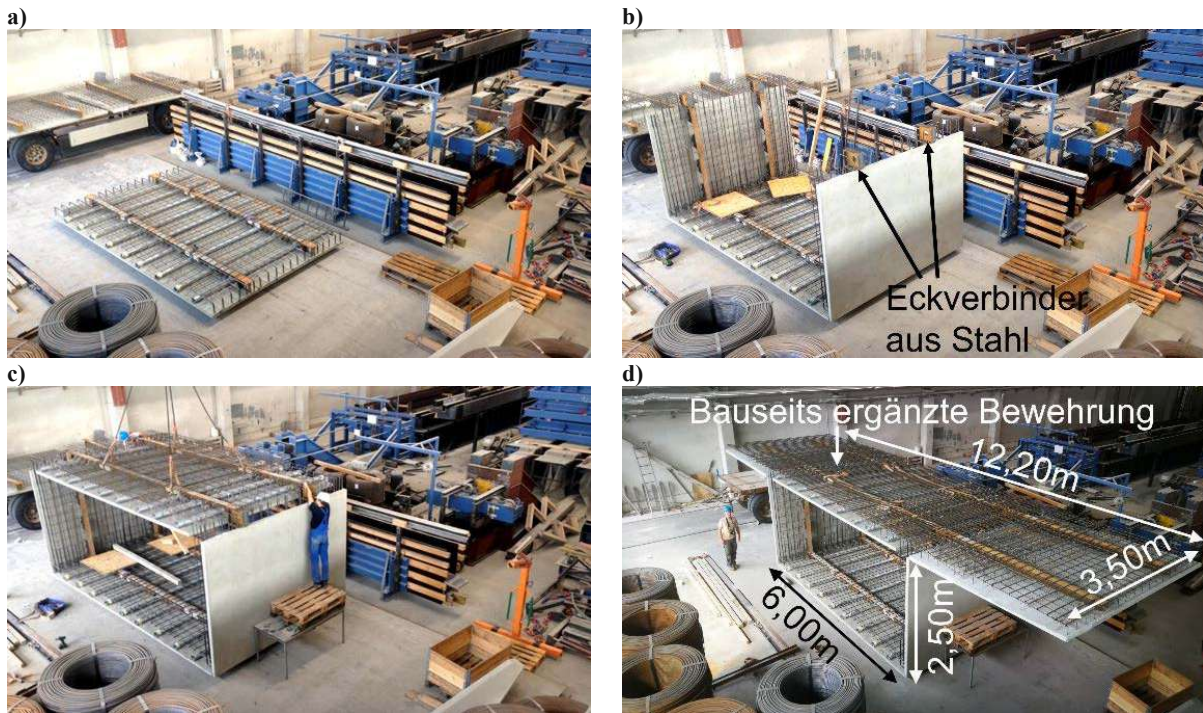
By connecting two panels, a double wall is always to be preferred both from a static and a practical construction point of view. Where this is not possible, conventional formwork or prefabricated elements should be fixed to the semi-prefabricated wall to achieve the same static effect as with a double wall.

**Keywords:** Semi-precast elements, shotcrete, spray shadow, concrete pressure measurement, semi-precast segmental bridges, wall formwork, double wall, prestressing, built-in components

## 1 Einleitung

Weitgespannte Brückenträger werden aufgrund der hohen Widerstände von kastenförmigen Querschnitten oft als Spannbeton-Hohlkasten ausgebildet [1]. Die Herstellung solcher Konstruktionen erfolgt entweder mit konventioneller Schalung und Rüstung (Zentral-Europa) oder mit Segmenten aus Vollfertigteilen (USA und Frankreich) [2]. Beide Baumethoden können auf unterschiedliche Verfahren wie das Taktschieben, den Freivorbau oder die Herstellung mittels Vorschubrüstung angewandt werden [3] und besitzen Ihre jeweiligen Vor- und Nachteile. Bei der Segmentbauweise ist neben dem schnellen Baufortschritt und dem hohen Vorfertigungsgrad die große Anzahl an über den Querschnitt durchgehenden Fugen und damit potenziellen Schwachstellen zu nennen. Die Ortbetonbauweise zeichnet ein am Ende monolithisches Tragwerk aus, dem aber ein großer bauseitiger Arbeitsaufwand für Schalung, Rüstung, Bewehren und Betonieren gegenübersteht [2].

Um die Vorteile der jeweiligen Baumethoden zu vereinen, wird an der TU Wien derzeit an einer neuen Baumethode für Spannbeton-Hohlkastenbrücken geforscht [4, 5, 6]. Die sogenannte Halffertigteil-Segmentbauweise verwendet praxiserprobte Halffertigteile aus dem Hochbau, wie Elementdecken und Doppelwände, die z.B.: in [7] als Elementwände bezeichnet werden. Diese Halffertigteile (Fertigteile, die auf der Baustelle mit Ortbeton ergänzt werden) sind mit Einbauteilen für Schraubverbindungen versehen und werden als einzelne Platten auf die Baustelle transportiert, um dort zu Segmenten mit geringem Eigengewicht zusammengebaut zu werden (siehe Prototyp in Bild 1). Diese leichten Segmente sind mit Querrahmen aus Stahlträgern oder Beton ausgesteift [8] und werden nach dem Zusammenbau mit Hilfe von externen Spanngliedern wie bei klassischen Segmentbauverfahren zu einem selbsttragenden Brückenträger zusammengespannt [6]. Nach Herstellung eines Durchlaufträgers aus dünnwandigen Segmenten wird gepumpter Ortbeton auf die Halffertigteile aufgebracht und so ein monolithisches Brückentragwerk ohne Fugen, die über den gesamten Querschnitt durchgehen, hergestellt.



**Bild 1** Baustellenseitiger Zusammenbau eines Prototyp-Brückensegments aus dünnwandigen Halbfertigteilen: a) platzieren der Bodenplatte auf einem Montageplatz; b) fixieren der beiden Stegwände (einschalige Halbfertigteilwände) an der Bodenplatte mit Schraubverbindungen und Montage der oberen Eckverbinder, c) Montage der Deckplatte; d) fertiges Brückensegment mit Abmessungen und zusätzlicher Bewehrung zwischen Deckplatte und Kragarm (entnommen aus [4])

Das geringere Gewicht der Halbfertigteile im Vergleich zu Vollfertigteilen ist sowohl beim Transport als auch bei Hebe- und Versetz-Operationen auf der Baustelle von Vorteil. Nicht nur die Beanspruchungen auf Gerätschaften und den Unterbau, sondern auch auf den Brückenträger selbst werden reduziert, was Ressourceneinsparungen ermöglicht [9, 10]. Im Vergleich zur Ortbetonbauweise können der höhere Vorfertigungsgrad, das Entfallen einer Rüstung, sowie ein stark reduzierter Schalungsaufwand als vorteilhaft genannt werden [4].

Das in Bild 1 dargestellte Brückensegment weist im Bereich der Stege auf der Außenseite eine Betonplatte auf (einschalige Halbfertigteilwand), welche innen mit Ortbeton zu ergänzen ist. Das reduziert im Bauzustand das Eigengewicht im Vergleich zu einer Doppelwand, welche aus zwei miteinander verbundenen Betonschalen (zweischalige Halbfertigteilwand) besteht. Die einschalige Lösung gewährt zusätzlich Zugang für das Koppeln von Hüllrohren, welche sich später im Ortbeton des Hohlkastens befinden. Dem gegenüber steht aber ein erhöhter bauseitiger Aufwand für das Ergänzen der Stegwände mit Ortbeton.

Das Ziel der vorliegenden Untersuchungen war es daher eine schalungsfreie Lösung mit Spritzbeton zu testen, die Auswirkungen von Einbauteilen und Bewehrungsgrad auf die Betonqualität zu untersuchen und mit anderen, aus dem Hochbau abgeleiteten Lösungen zu vergleichen. Darüber hinaus sollte bei den aus dem Hochbau abgeleiteten Lösungen der Aufwand und die Praxistauglichkeit analysiert werden. Der Beitrag beschreibt drei verschiedene mögliche Ausführungsformen für das Ergänzen einschaliger Halbfertigteilwände mit Ortbeton und deren experimentelle Untersuchung, welche in [11] im Detail ausgeführt wurden.

Diese Untersuchungen haben nicht nur für die genannte Brückenbaumethode, sondern auch für andere Bauvorhaben, wie beispielsweise Sanierungen Relevanz [12].

## 2 Stand der Technik

Bei Halffertigteilen in horizontaler Lage, wie zum Beispiel Elementdecken, wird der bauseitig ergänzte Ortbeton direkt auf die Fertigteile aufgebracht und härtet dort aus, es ist nur eine seitliche Abschalung erforderlich. Der Verbund zwischen den beiden Betonschichten wird über die Rauigkeit der Fuge und eine Verbundbewehrung (zumeist in Form von Gitterträgern) sichergestellt [7, 13, 14]. Bei vertikalen oder geneigten Bauteilen wie Wänden im Hochbau oder Stegen im Brückenbau ist eine beidseitige Abschalung für den bauseitig ergänzten Beton erforderlich. Aus diesem Grund kommt im Hochbau hauptsächlich die in ÖNORM EN 14992 [15] geregelte Doppel- oder Elementwand zum Einsatz. Damit entfallen Schalungsarbeiten auf der Baustelle nahezu komplett. Für einseitig offene Halffertigteilwände im Hochbau wurde in [16] die Anwendung einer Methode mit Spritzbetoner-gänzung vorgestellt, jedoch ohne große Einbauteile wie Hüllrohre oder Stahlträger. Ein ähnlicher Anwendungsfall war die Sanierung einer Schleuse, wo eine bestehende Wand vollflächig mit Spritzbeton verstärkt wurde [12]. Für eine Ergänzung mit konventioneller Schalung oder einem weiteren Fertigteil und Ortbeton wurden von den Autoren keine Referenzen gefunden.

## 3 Methodik

### 3.1 Versuchsaufbau und Lösungsvorschläge

#### 3.1.1 Allgemeines

Einseitig offene Halffertigteilwände wurden im Brückenbau bisher nicht angewandt. Nach Ausarbeitung von drei Lösungsmöglichkeiten zur Ergänzung mit Ortbeton, welche aus bekannten Bauverfahren abgeleitet wurden, wurden diese an dem in [6] beschriebenen Brückensegment auf einer Baustelle in Wien getestet. Das Segment aus Bild 1 besitzt nur zwei Stege, daher wurden für die dritte Variante die beiden Kragarme in vertikaler Richtung aufgestellt und somit eine weitere Wand erstellt (siehe Bild 2 Var.2). Diese wurde mit weiteren Fertigteilplatten zu einer Doppelwand ergänzt (genaue Erläuterung im Abschnitt 2.1.2 und Bild 3b).

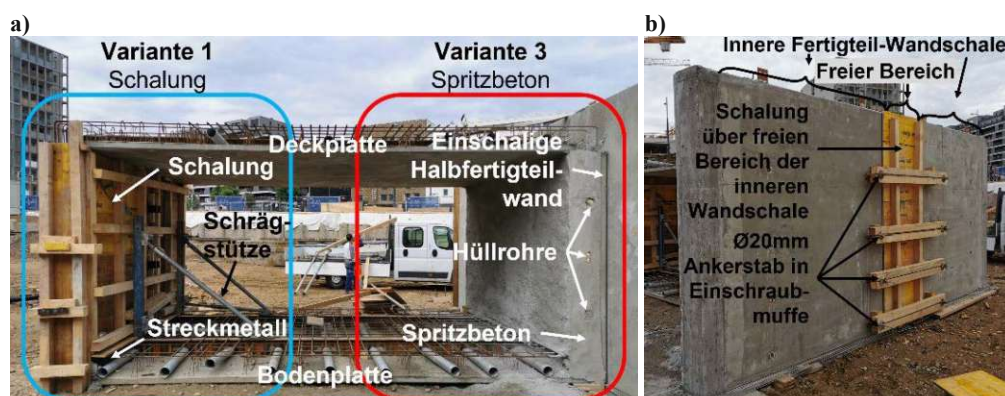




**Bild 2** Versuchsaufbau zur Ergänzung eines Brückensegments mit Ortbeton. Kennzeichnung der drei Versuchsfelder (Foto: Stephan Fasching)

### 3.1.2 Variante 1: Lageweiser Einbau von Ortbeton mit konventioneller Schalung

Die Schalung wurde an der Boden- und Deckplatte des Brückensegments verankert und zusätzlich mit Schrägstützen gehalten, welche direkt am Stahlträger in der Bodenplatte angeschraubt wurden (siehe Bild 3a links). Im Bereich zwischen Bodenplatte und Wand wurde mit Streckmetall abgeschalt, damit kann – auch für den Fall, dass die Stege zuerst betoniert werden - ein rauer Anschluss zwischen zwei Betonierabschnitten gewährleistet werden. Der Nachteil eines solchen Systems ist, dass der Betondruck auf beiden Seiten von einer separaten Konstruktion aufzunehmen ist.



**Bild 3** Lösungsvorschläge für die Ergänzung von Halbfertigteilen mit Ortbeton: a) links: Variante 1: konventionelle Schalung, rechts: Variante 3: Spritzbeton; b) Variante 2: Doppelwand mit dazwischenliegender Schalung (Fotos: Stephan Fasching)



**Bild 4** Variante 2: Ortbetonerfüllung einer Halffertigteilwand mit Beton-Fertigteilplatten und dazwischenliegender Schalung: Draufsicht auf den Stoß zwischen zwei Segmenten (entnommen aus [11] und adaptiert)

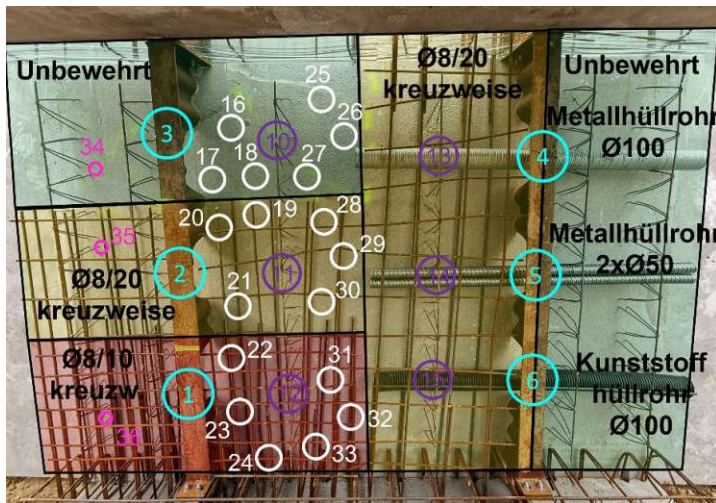
### 3.1.3 Variante 2: Lageweiser Einbau von Ortbeton. Doppelwand mit kürzerer Innenschale und dazwischenliegender Schalung

Die Idee dieser in Bild 3b) und Bild 4 dargestellten Variante ist es, eine Doppelwand zu konstruieren, bei der die Kräfte aus dem Frischbetondruck über die eingebauten Rippen zwischen den beiden Wandschalen kurzgeschlossen werden. Zu den beiden Kragarmen des Brückensegments wurden zwei weitere Fertigteilplatten mit Hilfe von Ankerstäben an den einbetonierten Stahlträgern fixiert. Diese beiden Fertigteilplatten stellen bei einer Doppelwand jeweils die im Brückenquerschnitt innen liegende Wandschale dar, welche im Bereich der Segmentstöße für das Koppeln von Hüllrohren in Wandrichtung kürzer ausgeführt wurde (vgl. Bilder 3b) und 4). Die verbleibende Öffnung wurde mit konventioneller Schalung verschlossen, wobei Befestigungspunkte für Ø20mm Ankerstäbe (vgl. Bilder 3b) und 4) an der Doppelwand-Schale vorgesehen waren, welche die Kräfte aus dem Betonierdruck ebenfalls in der Doppelwand kurzschließen.

### 3.1.4 Variante 3: Aufbringen von Spritzbeton

Das Aufbringen von Spritzbeton auf Halffertigteile wurde im Hochbau bereits erfolgreich durchgeführt [16]. Dabei wurde schlaffe Bewehrung im Spritzbeton eingebettet, jedoch keine Hüllrohre oder größere Einbauteile wie Stahlträger. In den gegenständlichen Untersuchungen wird die Auswirkung von verschiedenen Einbauteilen auf die Entstehung von Spritzschatten [17, 18] und die Materialfestigkeiten untersucht (siehe Tab. 1 und Bild 5). Es wurde Trockenspritzbeton der Güte SPC 25/30 III J2 XC4 GK8 auf eine Wand mit verschiedenen Bewehrungsgraden und Einbauteilen aufgebracht und nach dem Erhärten Bohrkerne entnommen. Diese wurden zuerst auf Spritzschatten untersucht und anschließend im Rahmen zerstörender Prüfungen die Druck- und Spaltzugfestigkeit bestimmt.





**Bild 5** Variante 3: Ergänzung einer Halbfertigteilwand mit Spritzbeton: Untersuchung des Einflusses verschiedener Bewehrungsgrade (grün: unbewehrt, gelb: normal bewehrt, rot: Bewehrung verdoppelt), Hüllrohre und Stahlträger auf die Spritzbetonqualität. Entnahmestellen von Bohrkernen: Türkis; DN 200mm; Violett; DN150; Weiß: DN100; Pink: DN 60 (Foto: Stephan Fasching)

### 3.2 Untersuchungsparameter

#### 3.2.1 Betonqualität im Endzustand und Festigkeit

Neben den in 3.1.4 genannten Bohrkernen im Spritzbeton wurden auch von der konventionell geschalteten Wand drei Bohrkern entnommen, welche als Referenz für die Entstehung von Spritzschatten dienten. Insgesamt wurden 45 Kernbohrungen durchgeführt, 33 am Spritzbeton, drei an der konventionell geschalteten Wand und neun weitere an der Doppelwand für Haftzugversuche, welche nach 13 Tagen Aushärtezeit durchgeführt wurden.

**Tab. 1** Untersuchungsparameter Betonversuche

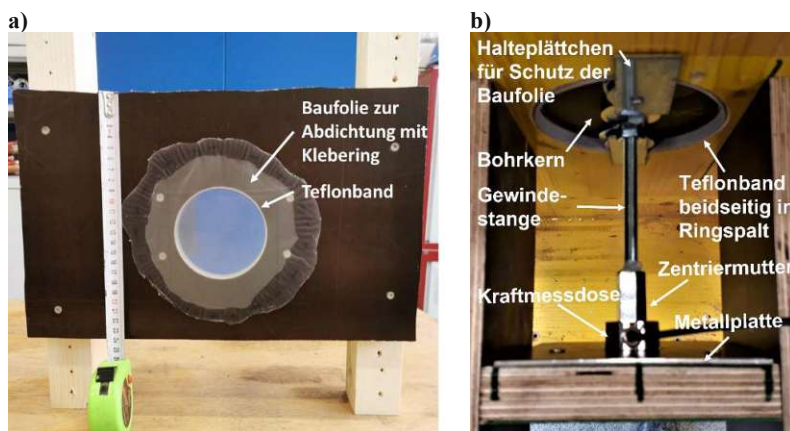
|                    |                                    | Variante 1: Schalung | Variante 2: Doppelwand | Variante 3: Spritzbeton |
|--------------------|------------------------------------|----------------------|------------------------|-------------------------|
| Frischbetondruck   |                                    |                      |                        |                         |
| Bohrkerne          | Stahlträger                        |                      |                        |                         |
|                    | 1 Stk. Kunststoffhüllrohr Ø 100 mm |                      |                        |                         |
|                    | 2 Stk. Metallhüllrohre Ø 50 mm     |                      |                        |                         |
|                    | 1 Stk. Metallhüllrohr Ø 100 mm     |                      |                        |                         |
|                    | Unbewehrt                          |                      |                        |                         |
|                    | Normal bewehrt                     |                      |                        |                         |
|                    | Bewehrung verdoppelt               |                      |                        |                         |
|                    | Druckfestigkeit                    |                      |                        |                         |
| Spaltzugfestigkeit |                                    |                      |                        |                         |
| Haftzugfestigkeit  |                                    |                      |                        |                         |

Vor der Analyse des Festbetons wurde auch die Entwicklung des Frischbetondrucks auf die Holzschalung gemessen. Tab. 1 ordnet die Untersuchungsparameter den drei ausgeführten Varianten zu. Die Materialfestigkeiten wurden nur am Spritzbeton geprüft, da die übrigen Lösungen hinsichtlich der Verfüllung dem Stand der Technik entsprechen und somit von einem Erreichen der gewünschten Festigkeiten auszugehen ist. Die Haftzugfestigkeit wurde nur an der aufgerauten Fertigteilwand von Variante 2 geprüft, da das Brückensegment aus SCC gebaut wurde und daher keine raue Oberfläche aufwies.

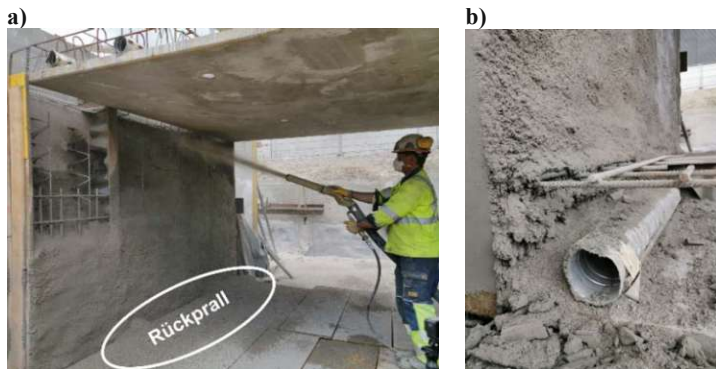
### 3.2.2 Frischbetondruckmessung

Der Frischbetondruck ist die maßgebende Einwirkung auf Wandschalungen und auf die Betonschalen von Doppelwänden. Die Druckverteilung entspricht bei Füllbeginn dem hydrostatischen Druck und ist deshalb der limitierende Faktor für die Füllgeschwindigkeit. Allerdings baut sich dieser hydrostatische Druck, aufgrund des Ansteifens des Füllbetons, rasch wieder ab [19]. Diese Tatsache erlaubt ein lageweises Befüllen von Wänden, bevor der Beton ausgehärtet ist. In Anlehnung an [20] wurde ein Messsystem entwickelt, mit dem der Frischbetondruck kontinuierlich gemessen werden konnte (Bild 6).

Mit einem Dosenbohrer wurde ein Loch ( $\varnothing 90\text{mm}$ ) aus einer Schalungstafel gebohrt (Bild 6a)) und der Bohrkern als beweglicher Teil der Kraftmesseinrichtung verwendet. Das Loch wurde mit Baufolie abgedichtet um ein Entweichen von Wasser und somit das Abbauen des hydrostatischen Drucks zu verhindern. Diese Baufolie wurde ohne Spannung auf der Schalungstafel montiert, so dass sich keine Membranwirkung aufbauen konnte. Bild 6b) zeigt den Teil des Messsystems, der der Schalhaut abgewandt ist. Der entstandene Ringspalt zwischen Bohrkern und festem Teil der Schalung wurde auf beiden Holzteilen mit Teflonband umwickelt und mit PTFE-Spray geschmiert, um die Reibung zu minimieren. Der Bohrkern stützte sich über eine Gewindestange, welche von einer Zentriermutter gehalten wurde, auf einer Kraftmessdose ab. Diese war auf einer Metallplatte gelagert, welche über eine Holzkonstruktion mit der Schalung verbunden war. Zwei Halteplättchen aus Metall sicherten den Bohrkern vor dem Hineinfallen in die geschalte Wand. Die Messeinrichtung wurde vor der Verwendung im Feld in einer 1m hohen Schalung sowohl durch eine Befüllung mit Wasser als auch mit Beton erfolgreich getestet.



**Bild 6** System zur Frischbetondruckmessung: a) Ansicht von der Innenseite der Schalung mit Baufolie und Teflonband, vor Einbau der Messeinheit (Foto: Stephan Fasching); b) Messsystem auf der Rückseite der Schalung (b entnommen aus [11] und adaptiert)



**Bild 7** Aufbringen von Trocken-Spritzbeton auf eine Halbfertigteilwand: a) Spritzvorgang mit Rückprall auf der Bodenschalung; b) Rückprall auf der Fertigteil-Bodenplatte im Eckbereich neben der Wand (wäre abzuschremmen) (Fotos: Stephan Fasching)

## 4 Ergebnisse

### 4.1 Arbeitsablauf

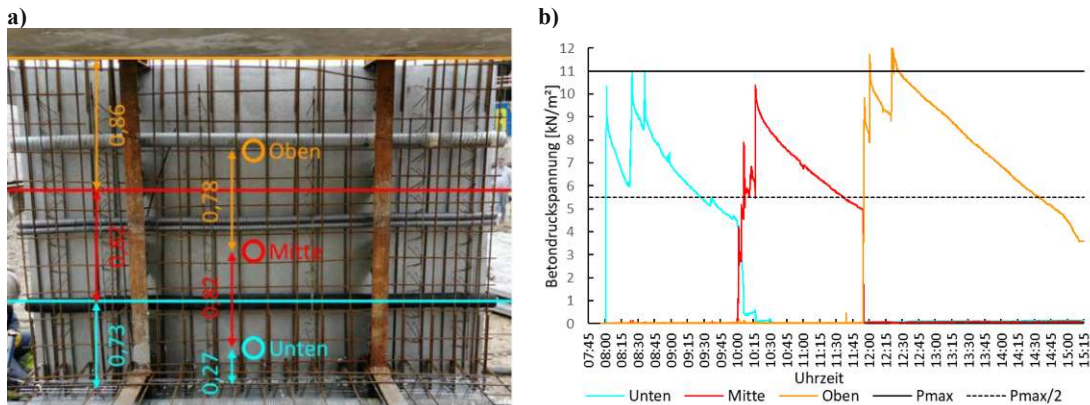
Bei der Variante mit konventioneller Schalung (Variante 1) ist festzuhalten, dass die Manipulation und das Aufstellen von Schalungselementen in einem Hohlkastenquerschnitt mit sehr hohem und zu einem großen Teil manuellem Arbeitsaufwand verbunden ist. Denkbar wäre hier das Vormontieren der Schalung im Fertigteilwerk, oder die Montage der Schalung auf Schienen an der Deckplatte, entlang jener die Schalung verschoben werden könnte.

Bei der Doppelwand mit einer kürzeren Innenschale (Variante 2) reduziert sich der Aufwand für Schalungsarbeiten deutlich, da die zu schalende Fläche erheblich reduziert wird und bereits vorgefertigte Einbauteile für die Befestigung genutzt werden können. Zusätzlich muss die Schalung nur in vertikaler Richtung passgenau sein, kann aber in horizontaler Richtung über die Doppelwand überstehen.

Das Aufbringen von Spritzbeton zeigte, dass der Auftrag von 33cm Spritzbeton in einem Arbeitsgang kein Problem darstellte, jedoch zusätzliche Arbeitsschritte notwendig werden. Wenn die Stegwände vor der Bodenplatte betoniert werden, muss die Bodenplatte mit Schaltafeln ausgelegt werden, um sie vor dem entstehenden Rückprall zu schützen (Bild 7a)). Der Rückprall und der Schalboden sind anschließend wieder zu entfernen. Da trotz Schalboden Material auf der Bodenplatte zu liegen kam, wäre diese zusätzlich noch zu reinigen, um eine ausreichende Betonqualität zu gewährleisten (Bild 7b)).

### 4.2 Entwicklung des Betondrucks während der lageweisen Befüllung

In [21] wurde gezeigt, dass sich der Betondruck bei einer Doppelwand über die Zeit sehr schnell abbaut. Die vorliegenden Untersuchungen haben gezeigt, dass dies auch bei einer einseitigen Schalung so der Fall ist. Bild 8b) zeigt den zeitlichen Verlauf der Betondruckspannung in drei verschiedenen Höhen, während der lageweisen Befüllung der Wand. Dabei ist ersichtlich, dass sich der Betondruck in jeder Lage binnen 120 Minuten näherungsweise linear auf etwa die Hälfte reduzierte. Bei Füllbeginn der nächsten Lage reduzierte sich der Betondruck in der darunterliegenden Lage sprunghaft auf Null. Das wird auf die Nachgiebigkeit der Schalung und die damit einhergehende Verformung bei der weiteren Befüllung zurückgeführt.

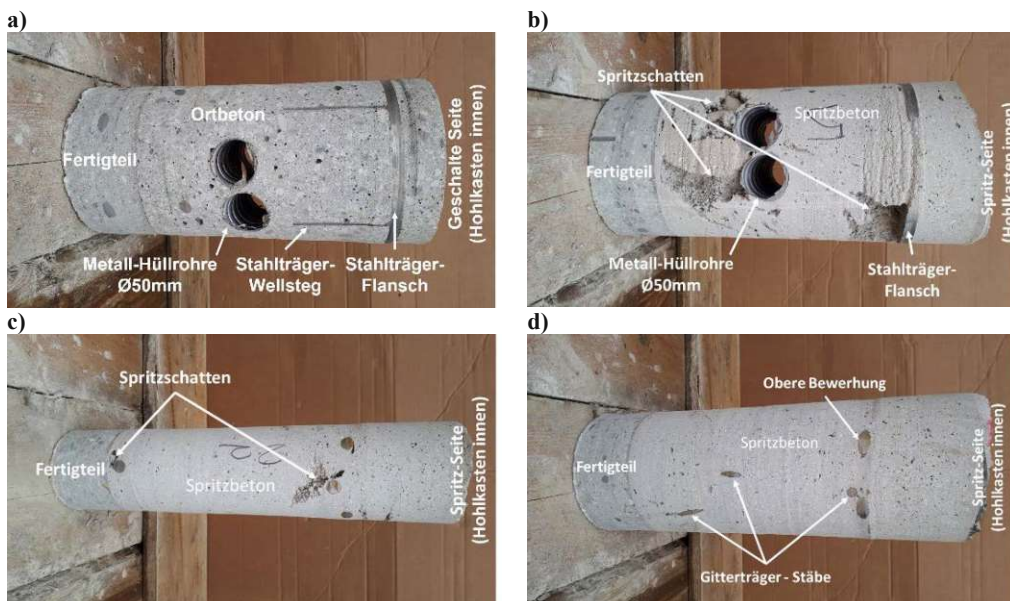


**Bild 8** Messung des Frischbetondrucks auf die Schalung: a) Lage der Messpunkte in der Wand und Höhe der Betonschichten (Foto: Stephan Fasching); b) zeitlicher Verlauf der Druckentwicklung

### 4.3 Betonqualität im Endzustand und Festigkeit

Bei der konventionellen Schalung und bei der Doppelwand konnte bei allen entnommenen Bohrkernen eine fehlerfreie Betonqualität festgestellt werden (Bild 9a). Im Gegensatz dazu kam es bei den Bohrkernen im Spritzbeton (Entnahmepositionen siehe Bild 5) zur Ausbildung von Fehlstellen unterschiedlichen Ausmaßes.

Hinter Hüllrohren und dem Flansch des Stahlträgers kam es bei fast allen Bohrkernen zu Spritzschatten (siehe Bild 9b)). Aber auch hinter der Stabstahlbewehrung bildeten sich, vor allem im Bereich der Gitterträger (Bild 9c)), und in der Zone mit höherem Bewehrungsgrad Spritzschatten aus. In unbewehrten bzw. gering bewehrten Bereichen waren die Fehlstellen in der Regel wesentlich kleiner, jedoch gab es kaum Bohrproben, bei welchen die Spritzrichtung nicht mehr zu erkennen war (siehe Bild 9d) im Bereich der Gitterträger bei normalem Bewehrungsgrad).



**Bild 9** Bohrkernproben: a) Konventionelle Schalung mit Hüllrohren und Stahlträger; b) Spritzbeton mit Hüllrohr und Stahlträger (Pos. 5); c) Spritzbeton mit hohem Bewehrungsgrad (Pos. 22); d) Spritzbeton normal bewehrt mit Gitterträgern (Pos. 11) (Fotos: Michael Stoiber)



Die DN 100 Bohrkern am Spritzbeton wurden entsprechend [22] entnommen, vorbereitet und anschließend einer Druckprüfung nach [23] bzw. einer Spaltzugprüfung nach [24] unterzogen. Die Ergebnisse der Prüfungen an den Zylindern mit einem Durchmesser von 94 mm sind in Tab. 2 für Druck und Tab. 3 für Spaltzug aufgelistet. Bei der Druckfestigkeit konnte keine Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad festgestellt werden. Bei der Spaltzugfestigkeit hingegen ist mit zunehmendem Bewehrungsgrad eine Abnahme zu erkennen, wengleich dieser Trend durch die hohen Standardabweichungen relativiert wird.

**Tab. 2** Ergebnisse der Druckversuche an Bohrkernen aus Spritzbeton, Nummerierung entsprechend Bild 5

| Prüfpunkt Nummer | Merkmal              | Höhe<br>[mm] | Gewicht<br>[kg] | Dichte $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ] |          |        | Messwert<br>[kN] |            | Spannung $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] |     |  |
|------------------|----------------------|--------------|-----------------|------------------------------------|----------|--------|------------------|------------|--|-----|--|
|                  |                      |              |                 | Einzelw.                           | Mittelw. | Stabw. | Einzelw.         | Mittelwert | Stabw.                                 |     |  |
| 16               | Ohne Bewehrung       | 94           | 1,4732          | 2258,3                             | 2269,5   | 13,4   | 194,50           | 28,03      | 28,2                                   | 0,5 |  |
| 17               |                      | 96           | 1,5068          | 2261,7                             |          |        | 200,01           | 28,82      |  |     |  |
| 18               |                      | 97           | 1,5404          | 2288,3                             |          |        | 192,43           | 27,73      |  |     |  |
| 19               | Bewehrung Normal     | 94           | 1,4512          | 2224,6                             | 2210,6   | 12,5   | 159,75           | 23,02      | 24,1                                   | 2,0 |  |
| 20               |                      | 93           | 1,4162          | 2194,3                             |          |        | 155,18           | 22,36      |  |     |  |
| 21               |                      | 94           | 1,4436          | 2213,0                             |          |        | 185,96           | 26,80      |  |     |  |
| 22               | Bewehrung verdoppelt | 97           | 1,5062          | 2237,5                             | 2226,3   | 22,0   | 190,09           | 27,39      | 28,0                                   | 0,5 |  |
| 23               |                      | 93           | 1,4170          | 2195,5                             |          |        | 198,51           | 28,60      |  |     |  |
| 24               |                      | 95           | 1,4806          | 2245,8                             |          |        | 195,11           | 28,11      |  |     |  |

**Tab. 3** Ergebnisse der Spaltzugversuche an Bohrkernen aus Spritzbeton, Nummerierung entsprechend Bild 5

| Prüfpunkt Nummer | Merkmal              | Höhe<br>[mm] | Gewicht<br>[kg] | Dichte $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ] |            |        | Messwert<br>[kN] |            | Spannung $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] |     |  |
|------------------|----------------------|--------------|-----------------|------------------------------------|------------|--------|------------------|------------|--|-----|--|
|                  |                      |              |                 | Einzelw.                           | Mittelwert | Stabw. | Einzelw.         | Mittelwert | Stabw.                                 |     |  |
| 25.1             | Ohne Bewehrung       | 50           | 0,7824          | 2254,8                             | 2255,5     | 24,5   | 26,31            | 3,6        | 4,1                                    | 0,3 |  |
| 25.2             |                      | 49           | 0,7562          | 2223,8                             |            |        | 30,78            | 4,3        |  |     |  |
| 26.1             |                      | 51           | 0,8028          | 2268,3                             |            |        | 31,67            | 4,2        |  |     |  |
| 26.2             |                      | 52           | 0,8108          | 2246,8                             |            |        | 31               | 4,0        |  |     |  |
| 27.1             |                      | 49           | 0,7824          | 2300,8                             |            |        | 33,17            | 4,6        |  |     |  |
| 27.2             |                      | 49           | 0,7612          | 2238,5                             |            |        | 30,67            | 4,2        |  |     |  |
| 28.1             | Bewehrung Normal     | 49           | 0,7434          | 2186,2                             | 2210,9     | 33,8   | 21,85            | 3,0        | 3,8                                    | 0,6 |  |
| 28.2             |                      | 50           | 0,7464          | 2151,1                             |            |        | 22,19            | 3,0        |  |     |  |
| 29.1             |                      | 50           | 0,7656          | 2206,4                             |            |        | 31,5             | 4,3        |  |     |  |
| 29.2             |                      | 47           | 0,7314          | 2242,4                             |            |        | 27,71            | 4,0        |  |     |  |
| 30.1             |                      | 50           | 0,7778          | 2241,6                             |            |        | 34,18            | 4,6        |  |     |  |
| 30.2             |                      | 52           | 0,8076          | 2237,9                             |            |        | 31,73            | 4,1        |  |     |  |
| 31.1             | Bewehrung verdoppelt | 50           | 0,7624          | 2197,2                             | 2214,7     | 17,0   | 21,35            | 2,9        | 3,6                                    | 0,5 |  |
| 31.2             |                      | 49           | 0,7596          | 2233,8                             |            |        | 28,76            | 4,0        |  |     |  |
| 32.1             |                      | 50           | 0,7780          | 2242,1                             |            |        | 30,72            | 4,2        |  |     |  |
| 32.2             |                      | 48           | 0,7330          | 2200,5                             |            |        | 22,13            | 3,1        |  |     |  |
| 33.1             |                      | 48           | 0,7354          | 2207,7                             |            |        | 23,53            | 3,3        |  |     |  |
| 33.2             |                      | 47           | 0,7198          | 2206,8                             |            |        | 26,87            | 3,9        |  |     |  |

Bei der Variante mit Doppelwand wurde der Verbund zwischen aufgerautem Fertigteil und Ort beton mit Haftzugversuchen untersucht. Dafür wurde mit einer 60mm Bohrkronen so weit in die Wand gebohrt, dass die Verbundfuge genau in der Mitte des entstehenden Zylinders lag und anschließend der Bohrkern abgezogen. Tab. 4 zeigt die Ergebnisse, wobei auch der Ort des Versagens dokumentiert wurde. Die Messwerte der Haftzugversuche zeigen das gute Verbundverhalten bei aufgerauten Fertigteilen.



Tab. 4 Ergebnisse der Haftzugversuche zwischen Fertigteil mit rauer Oberfläche und Füllbeton

| Lage Beton-schicht | Kraft [kN] | Spannung $\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ] | Mittelwert [N/mm <sup>2</sup> ] | Stabw. | Versagensbereich           |
|--------------------|------------|--|---------------------------------|--------|----------------------------|
| Oben               | 2,95       | 1,50                                   | 1,76                            | 0,37   | Fuge                       |
|                    | 2,91       | 1,48                                   |                                 |        | Fuge                       |
|                    | 4,49       | 2,29                                   |                                 |        | Fertigteil, Oberflächennah |
| Mitte              | 2,76       | 1,41                                   | 1,68                            | 0,40   | Fuge                       |
|                    | 2,73       | 1,39                                   |                                 |        | Ortbeton                   |
|                    | 4,40       | 2,24                                   |                                 |        | Ortbeton                   |
|                    | 0,64       | 0,33                                   |                                 |        | Fuge                       |
| Unten              | 2,21       | 1,13                                   | 0,93                            | 0,43   | Fuge                       |
|                    | 2,60       | 1,32                                   |                                 |        | Fuge                       |

## 5 Diskussion

Tab. 5 zeigt eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse, welche nachfolgend diskutiert werden. Die durchgeführten Untersuchungen an Spritzbeton haben gezeigt, dass es vor allem bei größeren Einbauteilen wie Hüllrohren oder Stahlträgern zur Ausbildung von Hohlräumen, sogenannten Spritzschatten, im Betongefüge kommen kann. Die Druckfestigkeit ist nicht abhängig vom Bewehrungsgrad, die Spaltzugfestigkeit hingegen schon. Aufgrund der potenziell entstehenden Hohlräume ist das Aufbringen von Spritzbeton für die Halffertigteilsegmentbauweise mit Stahlträgern und Spanngliedern im Steg keine geeignete Methode, um einschalige Halffertigteilwände mit Ortbeton zu ergänzen. Diese Spritzschatten wirken sich in einem Tragwerk sowohl auf den Verbund als auch auf die Dauerhaftigkeit und die Spannungsverteilung negativ aus, was die Lebensdauer eines Tragwerks reduzieren kann. Diese Untersuchungen haben nicht nur für die Halffertigteil-Segmentbauweise Relevanz, sondern auch für andere Baumethoden, bei denen größere Einbauteile in Beton eingebettet werden sollen. Der anfallende Rückprall erhöht nicht nur den Materialbedarf, sondern macht auch einen zusätzlichen Arbeitsschritt für dessen Entfernung notwendig.

Tab. 5 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

| Ausführungs-Form        | Vorteile   | Nachteile  | Allgemeines & Conclusio  |
|-------------------------|--|--|--|
| Variante 1: Schalung    | Standard-Verfahren, gute Betonqualität           | Statisch ungünstig (Kräfte nicht kurzgeschlossen im System), hoher bauseitiger Aufwand | Hoher bauseitiger Aufwand, praxistauglich, Optimierung durch verschiebliches System möglich                            |
| Variante 2: Doppelwand  | Reduzierter Schalungsaufwand, gute Betonqualität | Im Bauzustand höheres Eigengewicht als einschalige Wand                                | Aufräuen mit Rechen ausreichend für Verbund, Aus statischer und baupraktischer Sicht empfehlenswert                    |
| Variante 3: Spritzbeton | Keine / kaum Schalungsarbeiten notwendig         | Spritzschatten, Rückprall (Arbeitsaufwand für Entfernen und Materialverbrauch)         | Bewehrungsgrad beeinflusst Druckfestigkeit nicht, Spaltzugfestigkeit schon, nicht zu empfehlen bei großen Einbauteilen |

Bei der lageweisen Ergänzung mit einseitiger Schalung konnte durch kontinuierliche Messung des Frischbetondrucks nachgewiesen werden, dass sich der Betondruck in einer Lage rasch abbaut. Es wurde auch festgestellt, dass bei Aufbringen der nächsten Lage, der Druck in der darunterliegenden Lage schlagartig auf null reduziert wird. Die Autoren führen das auf eine zusätzliche Verformung der Schalung durch die neue Betonlage zurück. Beide Feststellungen lassen den Schluss zu, dass sowohl eine Doppelwand als auch eine einseitig geschaltete Halffertigteilwand lageweise mit Ortbeton ergänzt werden können, wenn zwischen dem Betonier-Beginn in den jeweiligen Lagen genug Zeit vergeht. Baupraktisch wäre eine solche Vorgehensweise umzusetzen, indem wechselweise an verschiedenen Orten mit Beton verfüllt wird.

Die Variante mit einer einseitig verkürzten Doppelwand für das Koppeln der Hüllrohre führt zu einem wesentlich reduzierten Schalungsaufwand im Inneren des Hohlkastens und damit zu einer Verkürzung der Bauzeit. Diesem Vorteil wäre bei einem Ausführungsprojekt der Nachteil eines erhöhten Eigengewichts im Bauzustand gegenüberzustellen. Wird beispielsweise ein Vorspannsystem ohne Spannglieder im Steg gewählt (externe Vorspannung oder Spannglieder nur in der Boden- und Deckplatte), so könnte auch die Öffnung der inneren Doppelwandschale entfallen und Segmente mit einer durchgehenden Doppelwand verwendet werden. Alternativ wäre es auch möglich in der inneren Wandschale gezielt an den Koppelstellen Öffnungen zu belassen und die Doppelwand nicht über die gesamte Höhe kürzer auszuführen. Die Entscheidung darüber wäre in einem Projekt unter Berücksichtigung der lokalen Gegebenheiten und anderer Einflussparameter zu treffen.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Ergänzung von einschaligen Halbfertigteilwänden fand in der Praxis bisher kaum Anwendung. Die vorliegende Arbeit präsentiert drei Lösungsvorschläge für die Ergänzung von einschaligen Halbfertigteilwänden und deren praktische Erprobung auf einer Baustelle in Wien mit relevanten Erkenntnissen für die Baupraxis:

- Große Einbauteile wie Hüllrohre oder Spannglieder können zu erheblichen Fehlstellen im Gefüge von Spritzbeton führen. Eine Anwendung im Brückenbau wird daher nicht empfohlen.
- Der Betondruck nimmt bei einer einseitigen Schalung sehr schnell ab, diese Erkenntnis steht im Einklang mit Messungen an Doppelwänden und konventioneller Schalung aus der Literatur.
- Die Verwendung aufgerauter Fertigteilplatten führt zu einem sehr guten Verbund mit bauseitig ergänztem Ortbeton.
- Eine einseitige Schalung bei Stegwänden von Brückensegmenten funktioniert technisch, ist aber mit hohem bauseitigem Arbeitsaufwand verbunden. Alternative Systeme mit verschieblicher Schalung bieten weiteres Entwicklungspotential.
- Eine Doppelwand mit dazwischenliegender Schalung wäre eine praxisgerechte Alternative zur einschaligen Variante mit Schalung. Das höhere Eigengewicht im Bauzustand ist dem reduzierten Arbeitsaufwand gegenüberzustellen.

Die Ergänzung von einschaligen Halbfertigteilwänden bringt viele Herausforderungen mit sich, daher sollte in der Baupraxis, nach Möglichkeit auf die einfachere Doppelwand zurückgegriffen werden. Wo das nicht möglich ist, bieten Lösungen mit konventioneller Schalung, oder Fertigteilen eine praxistaugliche Alternative, wobei es auch bei diesen Systemen vorteilhaft ist, den Betondruck durch Koppeln der Schalung mit dem Fertigteil im System zu halten.

## Dank

Das Forschungsprojekt "Brückenbau mit dünnwandigen Segmenten aus vorgefertigten Elementen" wird von der Österreichischen Gesellschaft für Bautechnik (ÖBV) organisiert und von der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG), sowie von folgenden Firmen finanziell unterstützt: ÖBB, ASFINAG, Porr, Strabag, Swietelsky, Habau, Implenia, Hochtief, Zeman, Östu-Stettin, Leyrer & Graf, Oberndorfer, ANP-Systems, VÖB, VÖZ, FCP, Baucon, Schimetta, Öhlinger & Partner,

ZT Mayer. Die Autoren bedanken sich sehr herzlich für die finanzielle Unterstützung. Großer Dank gebührt der Firma Porr, die eine Baustelle mitsamt Personal, Gerätschaften und Materialien für die Versuche zur Verfügung stellte.

### Literatur

- [1] Geißler, K. (2014) Handbuch Brückenbau: Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung. Berlin, Deutschland: Wiley-VCH Verlag GmbH. <https://doi.org/10.1002/9783433603437>
- [2] Mehlhorn, G.; Curbach M. (2015) Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten. Wiesbaden: Springer Vieweg. <https://doi.org/10.1007/978-3-658-03342-2>
- [3] Members of IABSE Working Group 6 (2018) Bridge Deck Erection Equipment, 2018. London, United Kingdom: ICE Publishing. <https://doi.org/10.1680/bdec.61934>
- [4] Fasching, S., Huber T., Rath M., Kollegger J. (2021) Semi-precast segmental bridges: Development of a new construction method using thin-walled prefabricated concrete elements, *Structural Concrete* 22(3), S. 1561–1573. <https://doi.org/10.1002/suco.202000474>
- [5] Reichenbach, S. (2019) Areas of application of thin-walled precast concrete elements: From integral bridges with short and medium spans to multi-span bridges [Dissertation]. TU Wien. <https://resolver.obvsg.at/urn:nbn:at:at-ubtuw:1-120762>
- [6] Kollegger, J., Fasching S., Huber T., Rath M., (2019) Verfahren zur Herstellung eines Brückenträgers einer Spannbetonbrücke. Patent AT 521 261, eingereicht 6 September 2018. erteilt 15 Dezember 2019
- [7] Furche, J., Bauermeister U. (2016) Elementbauweise mit Gitterträgern nach Eurocode 2 in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] *Beton-Kalender 2016*. Berlin: Deutschland, Ernst & Sohn, S. 469–635. <https://doi.org/10.1002/9783433603413.ch4>
- [8] Fasching, S., Huber T., Rath M., Kollegger J. (2021) Semi-Precast Segmental Bridge Construction Method: Experimental Investigation on the Shear Transfer in Longitudinal and Transverse Direction. *Applied Sciences* 11(12), 23 Seiten. <https://doi.org/10.3390/app11125502>
- [9] Hackl, R. (2019) Brückenbau mit dem Taktschiebverfahren unter Verwendung dünnwandiger Betonfertigteile [Diplomarbeit]. TU Wien. <https://repositum.tuwien.at/handle/20.500.12708/11437>
- [10] Wittmann, G. (2020) Brückenbau mittels Vorschubrüstung und dem Einsatz von Segmenten aus hohlkastenförmigen Halffertigteilen [Diplomarbeit]. TU Wien.
- [11] Stoiber, M. (2020) Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Ergänzung von Halffertigteilen mit Ort beton [Diplomarbeit] TU Wien
- [12] Reschke, T. (2011) Instandsetzung unter Betrieb mit einem schnell erhärtenden Spritzbeton, Bautechnische und geotechnische Aspekte beim Schleusenbau (93), Seiten 7–28. <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102582>
- [13] EN 1992-1-1 (2015) Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [14] fib (2013) Interface Characteristics. In: *fib Model Code for Concrete Structures 2010* (2013). Berlin: Deutschland, Ernst & Sohn, S. 152–189.
- [15] ÖNORM EN 14992 (2012) - Betonfertigteile - Wanelemente, Austrian Standards Institute, Wien
- [16] Kumar, S., (2018) INNOVATIVE PREFABRICATED HIGH-RISE MODULAR BUILDING, Better, Smarter, Stronger, Proceedings of the 2018 fib congress held in Melbourne, 8 Seiten.
- [17] ÖNORM EN 14487-2 (2007) Spritzbeton - Teil 2: Ausführung. (ÖNORM EN 14487-2: 2007-01-01). Austrian Standards Institute, Wien
- [18] Höfler, J., Schlumpf J., Jahn M. (2012) Sika Spritzbeton Handbuch, Sika Schweiz AG, Tüffenwies 16, Zürich.

- [19] DIN 18218 (2010) Frischbetondruck auf lotrechte Schalungen (DIN 18218:2010-01). Beuth, Berlin.
- [20] Graubner, C.-A., Proske T. (2002) Einfluss der Betoniergeschwindigkeit auf das Entlüftungsverhalten sowie den entstehenden Schalungsdruck bei Verwendung von selbstverdichtendem Beton. Abschlussbericht September 2002, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart.
- [21] Preinstorfer, P., Kollegger J. (2017) Doppelwand aus Ultrahochleistungsbeton, Beton- und Stahlbetonbau 112(6), Seiten 346–354. <https://doi.org/10.1002/best.201700017>
- [22] ÖNORM EN 12504-1 (2019) Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 1: Bohrkernproben - Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit (ÖNORM EN 12504-1: 2019-09-01), Austrian Standards Institute, Wien.
- [23] ÖNORM EN 12390-3 (2019) Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern (ÖNORM EN 12390-3: 2019-11-15), Austrian Standards Institute, Wien
- [24] ÖNORM EN 12390-6 (2010) Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern (ÖNORM EN 12390-6: 2010-02-15), Austrian Standards Institute, Wien

### Autoren

Dipl.-Ing. Stephan Fasching (Korrespondenzautor)  
 Stephan.Fasching@tuwien.ac.at  
 Technische Universität Wien  
 Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau  
 Paniglgasse 16 / 212-2  
 1040 Wien

Dipl.-Ing. Michael Stoiber  
 Michael.Stoiber@Habau.com  
 HABAU Hoch- und Tiefbaugesellschaft m.b.H.  
 Greiner Straße 63  
 4320 Perg

Dipl.-Ing. Michael Rath  
 Michael.Rath@tuwien.ac.at  
 Technische Universität Wien  
 Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau  
 Paniglgasse 16 / 212-2  
 1040 Wien

Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger  
 Johann.Kollegger@tuwien.ac.at  
 Technische Universität Wien  
 Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau  
 Paniglgasse 16 / 212-2  
 1040 Wien