

**BETON  
GRAZ '24**



# 6. Grazer Betonkolloquium

12. / 13. September 2024

Dirk Schlicke  
Markus Krüger  
Bernhard Freytag  
Thomas Markus Laggner

# **BETON GRAZ '24**

**Impressum:****Herausgeber:**

Dirk Schlicke  
Markus Krüger  
Bernhard Freytag  
Thomas Markus Laggner

**Layout:**

Institut für Betonbau sowie Labor für Konstruktiven Ingenieurbau / TU Graz

**Umschlagbilder:**

Dirk Schlicke / TU Graz  
Markus Krüger / TU Graz

**Druck:**

Prime Rate, [www.primerate-druckerei.at](http://www.primerate-druckerei.at)

2024 Verlag der Technischen Universität Graz

[www.tugraz-verlag.at](http://www.tugraz-verlag.at)

ISBN Print 978-3-99161-015-1

ISBN E-Book 978-3-99161-016-8

DOI 10.3217/978-3-99161-015-1



Dieses Werk ist lizenziert unter der Creative Commons  
Namensnennung - Nicht kommerziell 4.0 International (CC BY-NC 4.0) Lizenz.

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/deed.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für das Cover, Materialien von Dritten (anderen Quellen zugeschrieben) und anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

**Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek**

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://www.dnb.de> abrufbar.

# **BETON GRAZ '24**

6. Grazer Betonkolloquium  
12. / 13. September 2024

Technische Universität Graz  
Institut für Betonbau  
Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie mit angeschlossener TVFA  
Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

# Wir danken für die freundliche Unterstützung



**MABA**  
KIRCHDORFER  
CONCRETE SOLUTIONS

Hauptsponsor: MABA Fertigteilindustrie GmbH



Beton Dialog Österreich



Holcim (Österreich) GmbH



KORODUR Westphal  
Hartbeton GmbH & Co. KG



Rohstoffhandel Staretschek GmbH



Thomas Lorenz ZT GmbH



IKK Group GmbH



Wirtschaftskammer Steiermark  
Sparte Industrie



SW Umwelttechnik  
Österreich GmbH



convex ZT GmbH



MURSOFT Wörgötter,  
Kump OG



RECKLI GmbH

# Vorwort

## Spektrum des Betonbaus

Stand im Jahr 2022 unser 5. Betonkolloquium noch unter dem Motto „Bauen mit Beton in Zeiten des Klimawandels ...“, so vollziehen wir mit unserem 6. Betonkolloquium einen erneuten Wandel. Nun, der Klimawandel ist geblieben aber Prof. Tue, Hauptinitiator des ersten Betonkolloquiums im Jahr 2012, ist in der Zwischenzeit in seinen wohlverdienten „Un“ruhestand getreten. Dies heißt nicht, dass wir ihn als in Wissenschaft und Praxis weltweit anerkannte Koryphäe verloren haben. Im Gegenteil, eine Professur ist schließlich auch Profession und Tue mit seiner ausgeprägten Leidenschaft für das Thema Beton ist auch beim 6. Grazer Betonkolloquium aktiv dabei. Dies freut uns als Veranstalter außerordentlich. Apropos Veranstalter; neu im Team ist Prof. Dirk Schlicke, der das Institut für Betonbau von Prof. Tue übernommen hat. Den meisten von Ihnen dürfte er durch seine zahlreichen Tätigkeiten in der Vergangenheit schon bekannt sein. Und wenn nicht, dann bietet dieses Betonkolloquium hierzu reichlich Gelegenheit. Und damit sind wir an dem Punkt, der für uns außerordentlich wichtig ist: der Austausch und die Diskussion zwischen Wissenschaft und Praxis.

Entsprechend der Breite des Spektrums des Betonbaus haben wir verschiedene brandaktuelle und zukunftsweisende Themen zum verantwortungsvollen Umgang mit Beton aufgegriffen. Sie reichen von innovativen Praxisbeispielen und Projekten hin zu Ergebnissen aktueller Forschung und dem Transfer von Forschungserkenntnissen in die Praxis. Um die Kreativität im Umgang mit dem Baustoff Beton anzuregen, haben wir in diesem Jahr eine Serie von Kurzvorträgen mit spannenden Anwendungen aus der Praxis initiiert. Bei diesen spannen wir einen Bogen vom Tiefbau über den Ingenieurbau bis hin zum Hochbau und zeigen, wie sich Klimaverträglichkeit zunehmend als fester Bestandteil von Planung, Bemessung und Bauausführung etabliert. Gestützt wird dies zudem durch Bestrebungen, die Klimaverträglichkeit bei der Ausschreibung, bei technischen Regelwerken und der Normung als Bemessungsaspekt zu berücksichtigen.

Auch zum 6. Grazer Betonkolloquium haben wir den wissenschaftlichen Nachwuchs eingeladen, seine Forschungsergebnisse und Innovationen zum effizienten Einsatz des Baustoffs Beton in Form eines begutachteten Fachbeitrags im Tagungsband und mit einem Poster sowie einer Kurzpräsentation vor Ort zu publizieren. Die besten Beiträge werden in bewährter Tradition bei unserem Gesellschaftsabend am Grazer Schlossberg ausgezeichnet.

Großen Dank an dieser Stelle für die reibungslose Organisation und Abwicklung der Veranstaltung an Waltraud Reichl, Doris Marchler, Sandra Wesener, Joachim Juhart und nicht zuletzt auch Thomas Laggner, der uns mit großem Einsatz unterstützt hat.

Graz, im September 2024

Markus Krüger, Bernhard Freytag, Dirk Schlicke

# Wissenschaftliches Komitee

FH-Prof. Erwin Baumgartner  
*Fachhochschule Kärnten*

Univ.-Prof. Konrad Bergmeister  
*Universität für Bodenkultur Wien*

Univ.-Prof. Thomas Braml  
*Universität der Bundeswehr München*

Univ.-Prof. Manfred Curbach  
*Technische Universität Dresden*

Univ.-Prof. Ekkehard Fehling  
*Universität Kassel*

Priv.-Doz. Bernhard Freytag  
*Technische Universität Graz*

Dr. Isabel Galan Garcia  
*Technische Universität Graz*

Dr.techn. Joachim Juhart  
*Technische Universität Graz*

Univ.-Prof. Markus Krüger  
*Technische Universität Graz*

Dr.techn. Thomas Markus Laggner  
*FH Joanneum / convex ZT GmbH*

Univ.-Prof. Torsten Leutbecher  
*Universität Siegen*

Ass. Prof. Philipp Preinstorfer  
*Technische Universität Wien*

Ass.-Prof. Andreas Saxer  
*Universität Innsbruck*

Dr.-Ing. Silke Scheerer  
*Technische Universität Dresden*

Assoc.Prof. Dirk Schlicke  
*Technische Universität Graz*

Assoc.Prof. Andreas Trummer  
*Technische Universität Graz*

Univ.-Prof. Nguyen Viet Tue  
*Technische Universität Graz*

Univ.-Prof. Nguyen Duc Tung  
*Helmut-Schmidt-Universität / Universität der  
Bundeswehr Hamburg*

FH-Prof. Markus Vill  
*FH Campus Wien*

# Inhalt

|   |          |
|---|----------|
| <b>Fachbeiträge zu den Hauptvorträgen:</b>  | <b>1</b> |
| <hr/>   |          |
| <b>Kreislaufwirtschaft und CO<sub>2</sub> - Reduktion im Betonbau</b>   |          |
| Zement mit gemahlenem Betonabbruch: ECOPlanet RC – Ein Schritt Richtung Kreislaufwirtschaft im Bauwesen<br><i>Lukas Gerhard Briendl, Giv Noori-Khadjavi</i> | 3        |
| Berücksichtigung von Nachhaltigkeit & Klimaschutz in der frühen Planungsphase von Infrastrukturprojekten<br><i>Michael Kleiser</i>                          | 9        |
| Baustoffkreislauf und CO <sub>2</sub> -Reduktion von Beton – Projekte & Entwicklungen<br><i>Thomas Matthias Romm</i>  | 15       |
| Das Potential rezyklierter Gesteinskörnung aus Beton<br><i>Johannes Hron, Klaus Voith, Konrad Bergmeister</i>   | 25       |
| Umnutzung des Felix Platter-Spitals - Transformation eines Baudenkmals<br><i>Andreas Gianoli, Matthias Kunze</i>  | 33       |
| <b>Kurzvorträge aus der Baupraxis - Teil 1</b>  |          |
| Betonieren bei Wind und Wetter<br><i>Philipp Hadl, Manfred Reiser, Andreas Lainer</i>   | 41       |
| Headquarter MIC Linz Holz-Beton-Verbunddecke<br><i>Alexander Barnaš</i>   | 43       |
| Ressourcenschonende Fertigteile durch Stahlfaserbeton<br>(am Beispiel einer Halbschwungtreppe)<br><i>Jörg von Prondzinski, Stefan Gramberg</i>              | 49       |
| <b>Neuheiten in der Normung und Bemessung</b>   |          |
| Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken nach CEN/TS19103<br><i>Thomas Moosbrugger, Jörg Schänzlin</i>  | 55       |
| Mehr Wissen, größere Stichproben<br><i>Nguyen Viet Tue, Kim Huy Hoang</i>   | 67       |

## **Innovationen im Hochbau**

- Linzer Dom doppelt gekrümmt - innovativ geschalt 73  
*Gernot Parmann, Stefan Leitner, Peter Kaufmann, Dominik Schraml, Sara Hansemann-Vidačak*
- Hochhaus VIENNA TWENTYTWO: Zukunftsweisendes Bauen mit Innovation und Effizienz 85  
*Georg Trauner, Anton Rieder, Christoph Steiger*
- s+v® Stützensystem: Detail- und Querschnittsausbildung bei Verbundstützen 93  
*Till Neubauer*

## **Infrastrukturbauwerke**

- Neuer Herzogsteg über die Altmühl, Eichstätt 101  
*Josef Taferner, Rudi Moroder*
- Optimierung der Bauwerksqualität durch Rissvermeidung mit Bauteiltemperaturen > 45 °C  
am Beispiel des Brenner Basistunnels 109  
*Tobias Cordes, Roland Murr, Dirk Schlicke*
- UHPC- Bridges in Czechia 119  
*Milan Kalný*

## **Kurzvorträge aus der Baupraxis - Teil 2**

- Ölgrabenbrücke - Innovative Brückenrandausbildung 125  
*Christoph Steiger*
- Kranbahnfundamente: 600m lang, fugenlos gebaut 135  
*Florian Schaunig, Dirk Schlicke*
- Beton mit vorgespannter Carbonbewehrung, CPC, in der Praxis 143  
*Andreas Borgstädt*
- Kombinierte Schwingungsanalyse eines Wohnhochhauses mittels Echtzeit-Monitoring und  
Digitalem Zwilling 151  
*Herbert Müllner, Michael Reiterer*
- clone:it - Revolutionierung der Bewehrungskontrolle auf der Baustelle durch interaktive Nutzung  
des BIM-Modells 159  
*Paul Wegerer, Liebhard Mattuschka, Timur Uzunoglu, Thomas Markus Laggner*

## **Neueste Forschungsergebnisse**

- Thermochrome Materialien für energie-adaptive Fassaden 165  
*Isabel Galan, Katrin Lontschar, Gloria Perez, Florian Mittermayr*
- Printbetondecken - Theorie, Versuche, Transfer in die Praxis 171  
*Bernhard Freytag, Georg Hansemann, Andreas Trummer, Stefan Peters, Christoph Holzinger*
- Agile Tragwerksplanung – Handlungsbedarf, Spielraum und aktuelle Forschungsaktivitäten 185  
*Dirk Schlicke*

|   |            |
|---|------------|
| <b>Fachbeiträge zu den Posterpräsentationen<br/>im Rahmen des Best Paper Awards für PhD – KandidatInnen (begutachtet):</b>  | <b>195</b> |
| Materialoptimierte UHPFRC-Segmentbrücken – Untersuchungen zur Ermüdungsbeanspruchung<br>sowie zum Ermüdungsverhalten der profilierten Trockenfugen  | 197        |
| <i>Linus Joachim, Vincent Oettel</i>  |            |
| Effizienter Einsatz von UHPFRC-Aufbetonergänzungen zur Verstärkung von Betonbrücken<br>im Bestand   | 205        |
| <i>Marvin Wilkening, Vincent Oettel</i>   |            |
| Fertigungsprozess für topologieoptimierte Betonfertigteile mit innovativen Schalungen   | 213        |
| <i>Peter Gappmaier, Sara Reichenbach, Benjamin Kromoser</i>   |            |
| Möglichkeiten zur Prognose des Festigkeitsbeitrags calcinierter Tone im Zement  | 223        |
| <i>Maximilian Panzer, Sebastian Scherb, Nancy Beuntner, Karl-Christian Thienel</i>  |            |
| Karbonatisierungswiderstand von 3D-Druckbeton -Potentiale der Verbundbauweise durch<br>gezielte Qualitätssicherung  | 231        |
| <i>Michael Autischer, Joachim Juhart, Augusto Cezar Maciel Soares, Marlene Sakoparnig,<br/>Hansmann Georg, Stefan Peters, Robert Schmid</i>   |            |
| Numerische Ermittlung der Durchstanzkräfte in dicken Fundamentplatten unter besonderer<br>Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte  | 239        |
| <i>Yolcu Sever; Dirk Schlicke</i>   |            |
| Differenzielle Setzungen von Fundamentplatten bei überkonsolidierten Böden und<br>wechselndem effektivem Spannungszustand   | 249        |
| <i>Christian Wallner, Dirk Schlicke</i>   |            |
| Rheologische Untersuchungen an thermisch reaktivierten Zementen mit<br>variierenden w/z-Werten  | 259        |
| <i>Susanne Helmich, Neshable Noel, Anne Gierth, Melina Taramonili, Tommy Mielke, Doru C. Lupascu</i>  |            |
| Bestimmung der Mindestbewehrung mittels verformungskompatiblen Ansatzes unter expliziter<br>Berücksichtigung der Zwangsspannungen aus der Boden-Bauwerk-Interaktion bei massiven<br>Wasserbauwerken             | 267        |
| <i>Julia Ober, Christina Krenn, Dirk Schlicke</i>   |            |
| Berücksichtigung des konstruktiven Betonbaus bei der Bemessung, dem Entwurf<br>und der Nachrechnung geotechnischer Bauwerke   | 275        |
| <i>Hans-Peter Daxer, Matthias J. Rebhan, Johannes Leo, Haris Felic, Franz Tschuchnigg,<br/>Julia Ober, Dirk Schlicke</i>  |            |
| Karbonatisierungsgeschwindigkeit und Klimawandel – Ein Vorschlag für die zukunftssichere<br>Berechnung der Karbonatisierungstiefe in Stahlbeton bei erhöhter atmosphärischer CO <sub>2</sub> -<br>Konzentration | 283        |
| <i>Konstantin Hohmann, Joachim Juhart</i>   |            |
| Influence of the Spraying Process on Air Entrainment in Shotcrete   | 289        |
| <i>Augusto Cezar Soares, Marjorie Pons Pineyro, Florian Mittermayr, Eduardo Machado, Joachim Juhart,<br/>Isabel Galan,</i>  |            |



**KIRCHDORFER**  
CONCRETE SOLUTIONS

[www.concrete-solutions.eu](http://www.concrete-solutions.eu)

## MODERNE BAUKUNST IM HEADQUARTER MIC LINZ

ERLEBEN SIE INNOVATIVE BAUTECHNOLOGIE IN EINEM  
ZUKUNFTSWEISENDEN PROJEKT.

Tauchen Sie ein in die Welt moderner Bautechnologie mit unserem Vortrag von DI Alexander Barnaš. Erfahren Sie alles über die beeindruckende Firmenzentrale der MIC Software GmbH in Linz. Für dieses fünfstöckige Gebäude wurden 3.950 m<sup>2</sup> unserer XC<sup>®</sup>-office-Decken produziert. Diese Decken kombinieren Auflagerbalken und Längsträger aus BSH-Fichte und bieten optimalen Schall- und Brandschutz sowie eine wohnliche Atmosphäre.

Partnerschaft mit langjähriger Erfahrung  
Die MMK Holz-Beton-Fertigteile GmbH, ein Joint-Venture der Kirchdorfer Fertigteilverwaltung GmbH und der Mayr-Melnhof Holz Holding AG, entwickelt innovative und nachhaltige Holz-Beton-Verbund-Lösungen und setzt neue Maßstäbe in der Bauindustrie.

**12.09. 2024**  
**13:45 Uhr**

Session 3: Kurzvortrag  
aus der Baupraxis  
**Headquarter MIC Linz**  
**Holz-Beton-Verbunddecke**  
**DI Alexander Barnaš**

## **Fachbeiträge zu den Hauptvorträgen**



# Zement mit gemahlenem Betonabbruch: ECOPlanet RC – Ein Schritt Richtung Kreislaufwirtschaft im Bauwesen

Lukas Gerhard Briendl, Giv Noori-Khadjavi  
*Holcim (Österreich) GmbH*

## KURZFASSUNG:

Der Einsatz von Zement mit gemahlenem Betonabbruch (ECOPlanet RC) bietet eine nachhaltige Lösung zur Reduktion von CO<sub>2</sub>-Emissionen und zur Förderung der Kreislaufwirtschaft im Bauwesen. Der ECOPlanet RC, hergestellt im Holcim-Werk Retznei, erfüllt die Anforderungen der Zementklasse CEM II/C-M (S-F) 42,5 N gemäß EN 197-6 bzw. gemäß Bautechnischer Zulassung (BTZ). Durch die Integration von Betonabbruchmaterialien als Eco-Füller wird der Klinkeranteil im Zement deutlich reduziert, was zu geringeren CO<sub>2</sub>-Emissionen führt. Umfangreiche Tests im Labor und Praxisanwendungen bestätigen die Leistungsfähigkeit des ECOPlanet RC in Bezug auf Festigkeit, Verarbeitbarkeit und Dauerhaftigkeit.

Das Bauen und insbesondere der Betrieb von Gebäuden gehören mit ca. 37% zu den bedeutendsten Verursachern von CO<sub>2</sub>-Emissionen weltweit [1]. Auch die Zementherstellung trägt dabei zur globalen Treibhausgasbelastung bei [2]. Angesichts der fortschreitenden Ressourcenknappheit und der wachsenden Umweltbelastung ist ein Wandel hin zu nachhaltigeren und ressourcenschonenderen Praktiken unabdingbar. In diesem Zusammenhang gewinnt das Konzept der Kreislaufwirtschaft an Bedeutung. Diese Wirtschaftsweise zielt darauf ab, Materialien durch Wiederverwendung, Wiederaufbereitung und Recycling möglichst lange im Wirtschaftskreislauf zu halten und somit den Ressourcenverbrauch zu minimieren.

Die Wiederverwendung von Betonabbruch als Rohstoff für die Zementproduktion bietet eine vielversprechende Möglichkeit, den Einsatz von Primärrohstoffen zu reduzieren und gleichzeitig die Umweltbelastung zu verringern. Betonabbruchmaterial, das traditionell als Abfall betrachtet wird, kann durch geeignete Aufbereitung und Vermahlung erneut als wertvolle Ressource genutzt werden. Dieser Ansatz unterstützt nicht nur die Schonung natürlicher Ressourcen, sondern trägt auch zur Reduktion von CO<sub>2</sub>-Emissionen bei, da weniger Energie für den Abbau und die Verarbeitung neuer Rohstoffe benötigt wird.

In diesem Beitrag wird das Potenzial von Zement mit gemahlenem Betonabbruch (ECOPlanet RC) untersucht und die Herausforderungen für deren großflächige Umsetzung analysiert. Der Einsatz von ECOPlanet RC stellt einen wichtigen Schritt in Richtung einer Kreislaufwirtschaft im Bauwesen dar und kann maßgeblich zur Verbesserung der Nachhaltigkeit in der Bauindustrie beitragen.

## 1 Herstellung von ECOPlanet RC im Zementwerk Retznei

Der ECOPlanet RC, hergestellt im Holcim-Werk in Retznei, gehört zur Zementklasse CEM II/C-M (S-F) 42,5 N gemäß EN 197-6 [3]. Die Bestandteile dieses Zements sind Zementklinker, Hüttsand, gemahlener Betonabbruch und Gips aus der werkeigenen Rauchgasentschwefelung. Die Herstellung basiert auf einem innovativen Prozess, der verschiedene Sekundärrohstoffe integriert und so zur Förderung der Kreislaufwirtschaft im Bauwesen beiträgt. Der Prozess beginnt mit dem Zerkleinern des Betonabbruchs in einem Hammerbrecher auf eine Korngröße von ca. 40 mm. Anschließend erfolgt eine separate Trocknung und Vermahlung des Betonabbruchs in einem Trommeltrockner und der Rohmühle des Zementwerks auf eine Feinheit von ca. 5000 cm<sup>2</sup>/g Blaine. Für die Trocknung wird das

Ofenabgas aus der Klinkerproduktion genutzt. Da Betonabbruchmaterial im Vergleich zu Zementklinker und Hüttensand leichter zu mahlen ist, wird dadurch signifikant Energie eingespart und ein übermäßiges Feinmahlen des Betonabbruchs verhindert. Der gemahlene Betonabbruch wird anschließend in einem eigenen Silo gelagert.

In der Zementmühle (2-Kammer Kugelmühle) erfolgt die Vermahlung der restlichen Komponenten: Zementklinker, Hüttensand und der Sulfatträger (Gips) werden gemeinsam zu einem feinen Pulver gemahlen. Nach diesem Mahlprozess wird das Mahlgut durch einen Windsichter geführt, der die Partikel nach ihrer Größe klassiert.

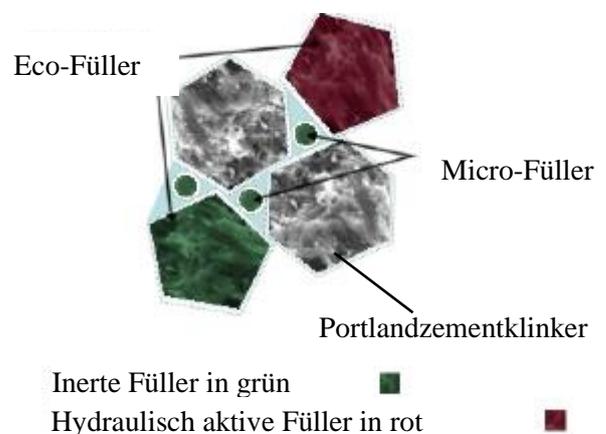
Der bereits gemahlene Betonabbruch wird nach dem Windsichter dem Produkt beigemischt. Durch dieses Vorgehen, das als "separate grinding [4]" bezeichnet wird, kann die Effizienz des gesamten Herstellungsprozesses optimiert werden. Das finale Produkt, ECOPlanet RC, entsteht somit durch die Kombination der separat vermahlenden und der gemeinsam gemahlenden Komponenten.

Dieser Herstellungsprozess bietet mehrere Vorteile. Er reduziert den Energieverbrauch und die CO<sub>2</sub>-Emissionen durch die effiziente Nutzung von Sekundärrohstoffen und trägt zur Ressourcenschonung bei. ECOPlanet RC stellt somit einen wichtigen Schritt in Richtung einer nachhaltigeren Bauindustrie dar.

## 2 Eigenschaften und Leistungsfähigkeit von ECOPlanet RC

Der ECOPlanet RC, hergestellt im Holcim-Werk in Retznei, gehört zur Zementklasse CEM II/C-M (S-F) 42,5 N gemäß EN 197-6 [3]. Der gemahlene Betonabbruch kann nach dem Konzept von Juhart et al. als quasi inerte „Eco-Füller“ angesehen werden [5]. Eco-Füller sind mineralische Partikel, die in etwa der Korngröße von Portlandzement entsprechen und zeichnen sich durch ihre geringere Umweltbelastung im Vergleich zu reinem Portlandzement aus. Durch die Verwendung von Eco-Füllern kann der Klinkeranteil im Zement signifikant reduziert werden, was zu einer Verringerung der CO<sub>2</sub>-Emissionen führt. Während Eco-Füller primär zur Reduktion der Umweltbelastung beitragen, können

sie auch die mechanischen Eigenschaften des Betons positiv beeinflussen. Des Weiteren können sie auch zur Verringerung des Wasserbedarfs beitragen, was die Verarbeitbarkeit und die Festigkeit des Betons verbessert. Allerdings erhöhen Eco-Füller im Gegensatz zu Mikrofüllern nicht unbedingt die Packungsdichte, sondern ergänzen die Mischung durch ihre spezifischen physikalischen und chemischen Eigenschaften. Diese Eigenschaften machen Eco-Füller zu einer nachhaltigen und wirtschaftlich vorteilhaften Alternative in der modernen Bindemittel- bzw. Zementherstellung.



**Abbildung 1** Eco-Mikro-Füller Konzept zur Reduktion des Klinkeranteils im Bindemittel. Bild von [5] übernommen und adaptiert.

Vor der Markteinführung des ECOPlanet RC wurden umfangreiche Tests durchgeführt, um dessen Leistung zu bewerten. Der Prüfumfang umfasste die Betonsorten B1 bis B3. Die Rezeptur ist in Tabelle 1 angeführt. Die Werte sind auf einen Luftporen (LP) Gehalt von 1,5% (B1, B2) bzw. auf einen LP-Gehalt von 4% (B3) bezogen.

**Tabelle 1 Rezepturen der drei verschiedenen Betonmischungen (B1, B2m B3), alle hergestellt mit ECOPlanet RC Zement**

| Kurzbez.                             | B1          | B2                       | B3                       |
|--------------------------------------|-------------|--------------------------|--------------------------|
| Expositions-<br>klassen              | XC3/<br>XW1 | XC4/XW1/XD2/<br>XF1/XA1L | XC4/XW1/XD2/<br>XF3/XA1L |
| Zement                               | 280         | 300                      | 300                      |
| ECOPlanet<br>RC [kg/m <sup>3</sup> ] |             |                          |                          |
| Kies 0/4<br>[kg/m <sup>3</sup> ]     | 966         | 961                      | 927                      |
| Kies 4/8<br>[kg/m <sup>3</sup> ]     | 303         | 301                      | 291                      |
| Kies 8/16<br>[kg/m <sup>3</sup> ]    | 463         | 460                      | 444                      |
| Kies 16/3<br>[kg/m <sup>3</sup> ]    | 282         | 280                      | 270                      |
| Wasser<br>[kg/m <sup>3</sup> ]       | 168         | 165                      | 165                      |
| Fließmittel<br>[kg/m <sup>3</sup> ]  | 2,8         | 2,8                      | 2,8                      |
| LP-Mittel<br>[kg/m <sup>3</sup> ]    | 0           | 0                        | 0,06                     |

Die Prüfungen wurden nach ONR 23303:2010 [6] durchgeführt. Die Ergebnisse der Frisch- und Festbetonprüfungen sind in Tabelle 2 angeführt.

**Tabelle 2 Ergebnisse der Frisch- und Festbetonprüfungen**

#### Frischbetonkennwerte

|   | B1  | B2   | B3   |
|---|-----|------|------|
| Konsistenzklasse [-]                          | F52 | F45  | F59  |
| Ausbreitmaß 10 min<br>[mm]                    | 520 | 480  | 570  |
| Ausbreitmaß 90 min<br>[mm]                    | 490 | 440  | 550  |
| Frischbetonrohddichte<br>[kg/m <sup>3</sup> ] | 250 | 2480 | 2370 |
| LP-Gehalt                                     | 0   | 1,3  | 2,0  |
|   |     |      | 5,1  |

#### Festbetonkennwerte

|                          |     |      |      |      |
|--------------------------|-----|------|------|------|
| Druckfestigkeit<br>[MPa] | 1d  | 9,2  | 10,4 | 9,1  |
| Druckfestigkeit<br>[MPa] | 7d  | 24,4 | 26,3 | 25,9 |
| Druckfestigkeit<br>[MPa] | 28d | 42,4 | 48,8 | 49,8 |

Trotz des niedrigen Klinkergehalts konnte eine hohe Druckfestigkeit erzielt werden. Darüber hinaus weisen die Untersuchungen darauf hin, dass der Zement bei einem üblichen Bindemittelgehalt eine für den Transportbeton gewünschte Verarbeitbarkeit erreicht.

Bei der Verwendung von (feinen) rezyklierten Gesteinskörnungen im Beton muss immer die Frostbeständigkeit betrachtet werden. Daher wurde eine Prüfung zur gleichwertigen Beständigkeit gegenüber einem definierten Nullbeton gemäß ONR 23303:2010 [6] durchgeführt. Das Prüfverfahren basiert auf dem Vergleich des Verhaltens (Masseänderung und Schalllaufzeit) unter Frost-Tau-Belastung, des zu untersuchenden Betons mit einem definierten Nullbeton.

Der Beton B3, hergestellt mit dem Zement ECOPlanet RC, erfüllt die Anforderung für eine gleichwertige Beständigkeit mit dem Nullbeton für die Frostklasse XF1 und XF3. Dafür darf die Schalllaufzeit nach 56 Frost-Tau-Wechseln um maximal 5 Prozentpunkte größer als jene des Nullbetons sein [6]. Die Ergebnisse der Prüfung auf XF3 sind in Tabelle 3 angeführt.

Zusätzlich wurden auch Prüfungen zum Karbonatisierungswiderstand und zur Wassereindringtiefe durchgeführt. Die Prüfergebnisse zeigen, dass der ECOPlanet RC in Bezug auf Festigkeit, Verarbeitbarkeit und Dauerhaftigkeit den meisten Anforderungen im Hochbau gerecht wird.

**Tabelle 3 Ergebnisse der Prüfung auf die Expositions-klasse XF3**

| Anzahl<br>FT-<br>Wechsel | Masse |             | Schalllaufzeit |             |                                   |
|--------------------------|-------|-------------|----------------|-------------|-----------------------------------|
|                          | [g]   | Änd.<br>[%] | [μs]           | Änd.<br>[%] | Diff.<br>um<br>Nullbe-<br>ton [%] |
| <b>0</b>                 | 9755  | 0           | 84,9           | 0           | -                                 |
| <b>14</b>                | 9735  | -0,2        | 88,7           | 4,5         | -                                 |
| <b>28</b>                | 9737  | -0,2        | 88,4           | 4,2         | -                                 |
| <b>42</b>                | 9730  | -0,3        | 88,2           | 3,9         | -                                 |
| <b>56</b>                | 9731  | -0,2        | 86,8           | 2,2         | -2,5                              |

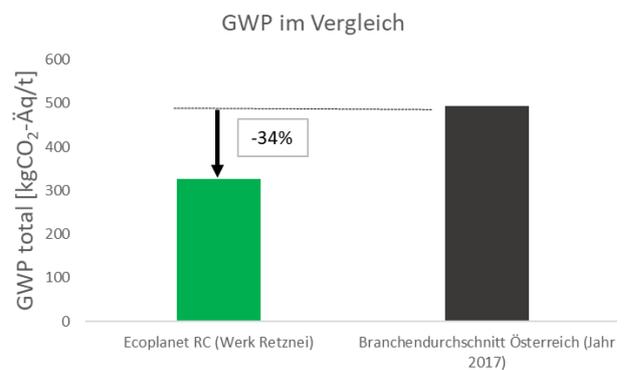
Die Einhaltung der Normenanforderungen für die in Tabelle 1 beschriebenen Expositionsklassen bestätigt die Eignung von ECOPlanet RC für langlebige und beständige Bauwerke. Die Ergebnisse belegen, dass ECOPlanet RC eine technisch leistungsfähige Alternative zu herkömmlichen Zementsorten darstellt.

### 3 Ökologische und ökonomische Bewertung

Der Zementklinker ist einer der Hauptkomponenten bei der Herstellung von Zement und trägt hauptsächlich zum CO<sub>2</sub>-Fußabdruck der Zementproduktion bei. Bei der Herstellung von Zementklinker werden Kalkstein und Ton bei hohen Temperaturen gebrannt, was zur Freisetzung großer Mengen an CO<sub>2</sub> führt. Dieser Prozess, der als Kalzinierung bezeichnet wird, ist für etwa zwei Drittel der CO<sub>2</sub>-Emissionen in der Zementklinkerherstellung verantwortlich. Holcim, ein führender Anbieter nachhaltiger Baustoffe, hat erhebliche Anstrengungen unternommen, um den CO<sub>2</sub>-Fußabdruck des Zementklinkers zu reduzieren. Durch die Integration von alternativen, bereits dekarbonisierten Sekundärrohstoffen (z.B. Stahlwerksschlacken, Bioaschen) in den Produktionsprozess konnte der CO<sub>2</sub>-Ausstoß signifikant gesenkt werden. Diese Rohstoffe ersetzen teilweise den herkömmlichen Kalkstein und tragen so zur Reduktion der bei der Kalzinierung freigesetzten CO<sub>2</sub>-Menge bei. Des Weiteren muss auch weniger thermische Energie für die Kalzinierung aufgebracht werden, was sich wiederum positiv auf die brennstoffbezogenen CO<sub>2</sub> Emissionen auswirkt. Ein weiterer wichtiger Ansatz zur Reduzierung des CO<sub>2</sub>-Fußabdrucks ist die nahezu vollständige Substitution fossiler Brennstoffe durch alternative Brennstoffe. Das Zementwerk in Retznei hat hierbei eine Vorreiterrolle übernommen, indem es fast 100% alternative Brennstoffe wie Biomasse und aufbereitete Abfallprodukte verwendet. Diese alternativen Brennstoffe sind teilweise CO<sub>2</sub>-neutral, da das CO<sub>2</sub>, das bei ihrer Verbrennung freigesetzt wird, zuvor während ihres Wachstumsprozesses aus der Atmosphäre aufgenommen wurde.

Neben CO<sub>2</sub> reduziertem Zementklinker besteht der ECOPlanet RC zu etwa 50% aus Zuschlagstoffen. Dadurch konnte eine Reduktion des Treibhausgaspotentials (engl. Global warming potential;

GWP) von 34% gegenüber dem Branchendurchschnitt [7] erzielt werden. Aufgrund anhaltend erfolgreicher Bemühungen die CO<sub>2</sub> Emissionen aus fossilen Quellen bei der Klinkerproduktion weiter zu reduzieren, ist zudem von einer weiteren signifikanten Verbesserung des GWP im heurigen Jahr und in Zukunft auszugehen.



**Abbildung 2** Vergleich des GWP's vom Zement ECOPlanet RC [8] mit dem österreichischen Branchendurchschnitt [7].

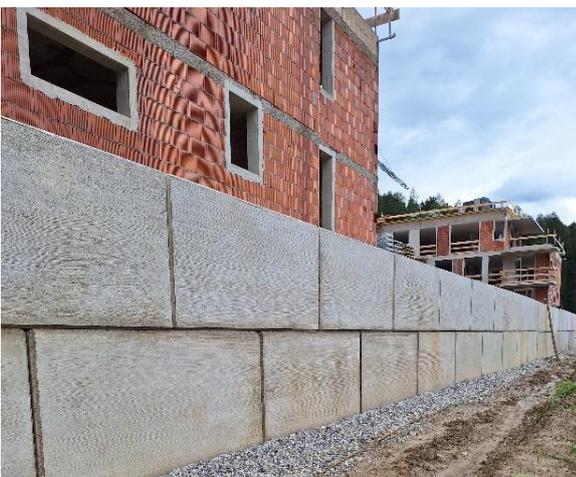
### 4 Anwendungsbeispiel in der Praxis

Trotz der relativ kurzen Zeit seit Markteinführung im Mai 2023 konnten die Vorteile des CO<sub>2</sub> reduzierten Zements überzeugen und deshalb wird der ECOPlanet RC auch gerne in der Praxis eingesetzt. Anbei ein Praxisbeispiel eines Mehrfamilienwohnbaus in Bruck an der Mur. Das gesamte Projekt umfasste über 60 Wohnungen und 2 Tiefgaragen. Beton mit ECOPlanet RC Zement für statisch tragende Bauteile wie Wände, Decken, Treppen und für „Legeböcke“ zur Hangstabilisierung zum Einsatz.



**Abbildung 3** Tragende Wand des Mehrfamilienwohnhauses, aus Beton, hergestellt mit ECOPlanet RC.

Der Einsatz von ECOPlanet RC ermöglichte eine erhebliche Reduktion der CO<sub>2</sub>-Emissionen des Bauprojekts, was den Nachhaltigkeitszielen der Entwickler und Bauherren entsprach. Zusätzlich bot der Zement eine hohe Druckfestigkeit und eine hervorragende Verarbeitbarkeit, was zu einer effizienten und kostengünstigen Bauweise beitrug. Die positiven Erfahrungen aus diesem Projekt unterstreichen die Vorteile von ECOPlanet RC im praktischen Einsatz und demonstrieren seine Eignung für eine Vielzahl von Bauanwendungen.



**Abbildung 4** „Legoblocke“ aus Beton, hergestellt mit ECOPlanet RC Zement.

## 5 Literatur

- [1] Global Alliance for Buildings and Construction, *2022 Global Status Report for Buildings and Construction*, 2022
- [2] Sabbie A. Miller, Vanderley M. John, Sergio A. Pacca, Arpad Horvath: *Carbon dioxide reduction potential in the global cement industry by 2050*, Cement and Concrete Research, Volume 114, 2018
- [3] ÖN EN 197-6:2023 12 01: *Zement - Teil 6: Zement mit rezyklierten Baustoffen*, 2023
- [4] Ghiasvand, E., Ramezaniapour, A.A. & Ramezaniapour, A.M.: *Influence of grinding method and particle size distribution on the properties of Portland-limestone cements*, Mater Struct 48, pp. 1273–1283, 2015
- [5] Juhart, J., David, G.A., Ruschi Mendes Saade, M., Baldermann, C., Passer, A., Mittermayr, F.: *Functional and environmental performance optimization of Portland cement-based materials by combined mineral fillers*, Cement and Concrete Research, Volume 122, pp. 157-178, 2019
- [6] ONR 23303:2010 09 01: *Prüfverfahren Beton (PVB) - Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe*, 2010
- [7] Vereinigung der österreichischen Zementindustrie (VÖZ), *Umwelt Produktdeklaration, EPD-VOZ-20200025-IAG1-DE*, 2020
- [8] Bau EPD GmbH, *Umwelt Produktdeklaration, Holcim-12-Zement-CEM II/C-M (S-F) 42,5 N – ECOPlanet RC – (Werk Retznei)*, 2023



# Berücksichtigung von Nachhaltigkeit & Klimaschutz in der frühen Planungsphase von Infrastrukturprojekten

Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Kleiser  
ASFINAG Baumanagement GmbH

## KURZFASSUNG:

Die verbindlichen Vorgaben zur Reduzierung von Treibhausgasen gemäß dem europäischen “Green Deal” stellen das gesamte Bauwesen vor große Herausforderungen, sind etwa 40 % der weltweiten Treibhausgasemissionen diesem Sektor zuzuschreiben. Insbesondere für Infrastrukturbetreiber, die den primären Auftrag haben, ein zuverlässiges Netzwerk von Straßen, Wegen und Schienen bereitzustellen, ist die Verantwortung enorm. Die ASFINAG übernimmt Verantwortung, indem sie in der frühen Planungsphase von Infrastrukturprojekten ein standardisiertes GWP-Bewertungstool für Planungsbüros bereitstellt. Dieses Tool ermöglicht gemeinsame, richtungsweisende Entscheidungen zugunsten einer klimaschonenden Infrastruktur. Im Folgenden wird das LCCO2-Tool beschrieben, und es wird ein Ausblick auf die weiteren Schritte für eine standardisierte, infrastrukturübergreifende Vorgehensweise gegeben.

## 1 Einleitung

Die Notwendigkeit von Nachhaltigkeit und insbesondere des Klimaschutzes ist allgegenwärtig. Die verbindlichen Ziele des »Green Deals« der Europäischen Union stellen das gesamte Bauwesen vor große Herausforderungen, da es für etwa 40 % der weltweiten Treibhausgasemissionen direkt als auch indirekt verantwortlich ist [1]. Um das in Paris festgelegte Ziel der Reduzierung der Netto-

Treibhausgasemissionen bis 2050 auf null zu erreichen, sind dringend Maßnahmen erforderlich.

Die Infrastrukturbetreiber stehen vor besonderen Herausforderungen, da ihre Kernaufgabe ist, stets eine funktionsfähige und sicheres Straßen-, Bahn oder Wegenetz zur Verfügung zu stellen.

Die zukünftigen Neubauaktivitäten der ASFINAG am Beispiel der Langfristprognose im Brückenbau verdeutlichen einen dringenden Handlungsbedarf (siehe Abbildung 1). Erstes Ziel ist es, die

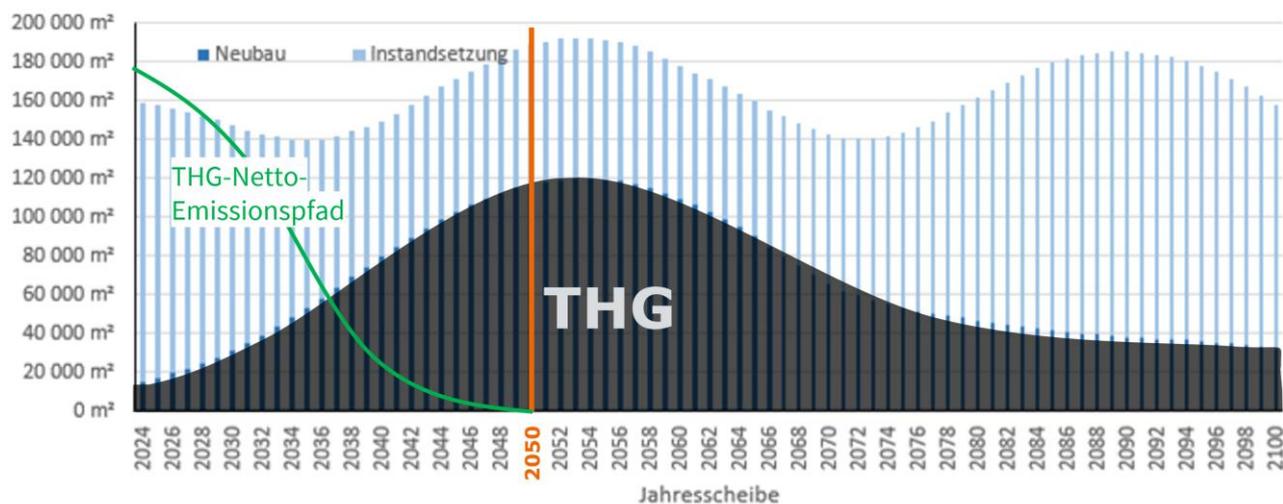


Abbildung 1 Langfristprognose im Brückenbau der ASFINAG bezogen auf die Brückenflächen, Stand 2024

vorhandene Bausubstanz so lange wie möglich zu nutzen und Erneuerungen in die Zukunft zu verlagern. Dies ist schlichtweg der Tatsache geschuldet Zeit zu gewinnen, um zukünftige Erneuerungen durch Verwendung von klimaschonenden Materialien mit neuen, ressourcenarmen Technologien umzusetzen.

Der frühen Planungs- bzw. Projektierungsphase von Neubau- und Erneuerungsmaßnahmen kommt dabei spezielle Bedeutung zu, da dort die entscheidenden Weichen für die grundsätzliche Bauwerkskonzeption gestellt werden. In dieser Phase müssen Planungsbüros, Gutachtern und Bauherrenvertretungen entsprechende Bewertungssysteme zur Verfügung gestellt werden, um faktenbasiert Richtungsentscheidungen zu treffen.

## 2 Ingeniöses Handeln stimulieren

Dabei liegt die Hauptaufgabe in der frühen Planungsphase bei den Ingenieurbüros, die wesentlichen Entscheidungsunterlagen aufzubereiten und die angemessenste Lösung aus Funktion, Wirtschaftlich und Ästhetik aus einer ingeniösen Lösungsfindung zu entwickeln. Diese ingeniöse Denk- und Herangehensweise ist aus dem lateinischen „ingenium“ abgeleitet und beschreibt laut dem deutschen Architekten Paulgerd Jesberg eine Freiheit des kreativen Handelns und Entwerfens, die aus den bestehenden Rahmenbedingungen neue innovative Lösungen schafft [2], [3]. Ingeniöses Handeln bildet somit die ureigenste Grundlage für das sinnstiftende Berufsbild eines Ingenieurs oder einer Ingenieurin. Angesichts der Tatsache, dass die Berücksichtigung von Nachhaltigkeit und insbesondere Klimaschutz als viertes Entwurfsziel ein neues Denken im

Bauwesen erfordert – mit dem Fokus auf nachhaltigen Konstruktionen und Bauweisen (siehe Abbildung 2) –, ist es wichtig, ingeniöses Denken und Handeln in der gesamten Ingenieurbranche entsprechend zu fördern. Dies kann nur durch adäquate, handhabbare und allgemein verständliche Werkzeuge und standardisierte Rahmenbedingungen gelingen.

## 3 LCCO2-Tool

Nach intensiver Entwicklungsarbeit im Rahmen des VIF-Projekts “Decarbonisation First” wurde im Jänner 2024 das neue LCCO2-Tool in der Version v1.0 veröffentlicht. Dieses ist auf <https://www.asfinag.net/dokumente/tphb/bau> sowie auf <https://www.bautechnik.pro/Arbeitskreise#undefined> kostenlos downloadbar. Das Tool selbst ist vom Ingenieurbüro VCE ZT GmbH unter Mithilfe des österreichischen Umweltbundesamtes und der TU Wien entwickelt worden. Es ermöglicht die einfache Berechnung der Treibhausgasemissionen auf Basis der Ökobilanzierungsmethode gemäß ÖNORM EN ISO 14040 über alle Lebensphasen eines Bauwerks und beinhaltet gleichzeitig eine vereinfachte Analyse der Lebenszykluskosten. Das Akronym „LCCO2“ setzt sich aus LCC (Life Cycle Costs) sowie CO<sub>2</sub> zusammen und verdeutlicht somit beide Berechnungsziele. Das Tool eröffnet die Möglichkeit, fundierte Entscheidungen für eine klimafreundliche Infrastruktur in der frühen Planungsphase von Brücken, Stützmauern, Straßenzügen und anderen Projekten zu treffen. Es ist sehr anwendungsfreundlich und transparent auf Excel-Basis konzipiert und orientiert sich methodisch an der Lebenszykluskostenermittlung gemäß der RVS

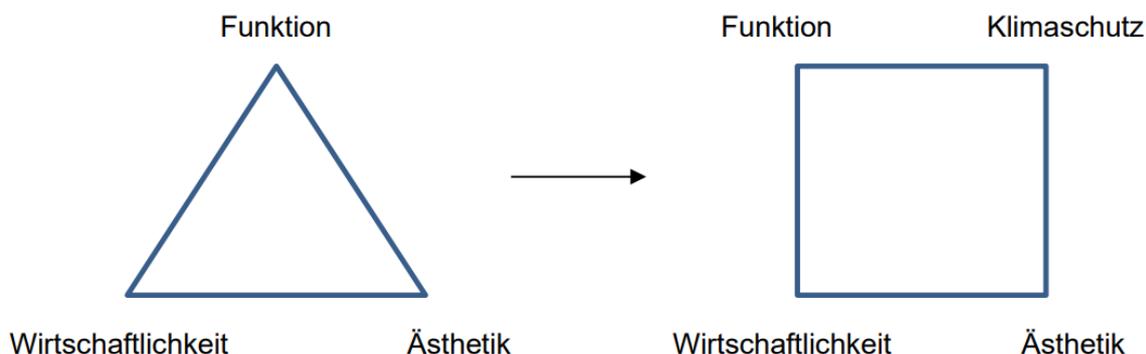


Abbildung 2 Erweiterung der traditionellen Entwurfsziele im Bauwesen um den Entwurfsparameter des Klimaschutzes

13.05.11. Dadurch werden die Planungsbüros in ihrer vertrauten Arbeitsumgebung abgeholt. Die Hauptmassen des Bauwerkentwurfs einschließlich der bewitterten Flächen für die Nutzungsphase werden analog zur Lebenszykluskostenermittlung in der RVS ermittelt und eingegeben. Dabei wird der in der RVS hinterlegte Alterungskatalog zur Gänze übernommen, um entsprechend die Maßnahmenumfänge in der Nutzungsphase zu beschreiben. Zukünftig können die Hauptmassen auch aus vorhandenen BIM-Modellen automatisiert ermittelt werden, wodurch ein Arbeitsschritt entfällt. Im Hintergrund werden diese Hauptmassen mit standardisierten Umweltdaten multipliziert und eine Gesamtsumme über die Lebensphasen A bis C gebildet. Gleichzeitig erfolgt eine Lebenszykluskostenermittlung durch Multiplikation der genannten Hauptmassen mit entsprechenden Kostenansätzen. Die auf gleicher Basis ermittelten Ergebnisse für Treibhausgasemissionen und Kosten ermöglichen eine fundierte Abwägung zwischen den Anforderungen des Klimaschutzes und der Wirtschaftlichkeit. Im LCCO2-Tool kann ein CO<sub>2</sub>-Preis pro Tonne CO<sub>2</sub>eq festgelegt werden, der die Vergleichbarkeit erleichtert. Die Höhe dieses Preises ist entscheidend für eine gezielte Wirkungssteuerung und sollte sorgfältig abgewogen werden. Die derzeit gesetzlich festgelegten Kostenansätze für

Emissionszertifikate liegen in Österreich zwischen 35 und 55 € pro Tonne CO<sub>2</sub>eq (von 2023 ansteigend bis 2025). Diese Beträge sind jedoch definitiv zu niedrig, um einen signifikanten Einfluss auf das Gesamtergebnis zu haben. Derzeit erfolgt eine Abstimmung der ASFINAG mit dem Umweltbundesamt mit dem Ziel einen angemessenen Vorschlag eines Kostenansatzes zu erarbeiten.

Eine entscheidende Grundlage des LCCO2-Tools bildet sowohl ein standardisierter Umweltdatenkatalog (GWP-Katalog – siehe Abbildung 4) als auch eine breit abgestimmte Berechnungsmethodik für eine GWP-Bewertung. Im Frühjahr 2023 ist es gelungen, im Rahmen des Arbeitskreises „AK Ökodaten“ der Österreichischen Bautechnik Vereinigung (ÖBV) in Zusammenarbeit mit dem Umweltbundesamt, weiteren Umweltpersonen aus Universitäten und Wirtschaft sowie den relevanten Fachverbänden der Bauindustrie einen gemeinsamen Standard festzulegen. Diese Vorgehensweise stellt einen Meilenstein im Infrastrukturwesen dar, da nun standardisierte, generische Umweltdaten auch über die ASFINAG hinaus verwendet werden können. Die Hintergrundinformationen dieser Daten werden derzeit in einem ÖBV-Leitfaden „GWP-Bewertung im Infrastrukturbau“ zusammengefasst und festgeschrieben.

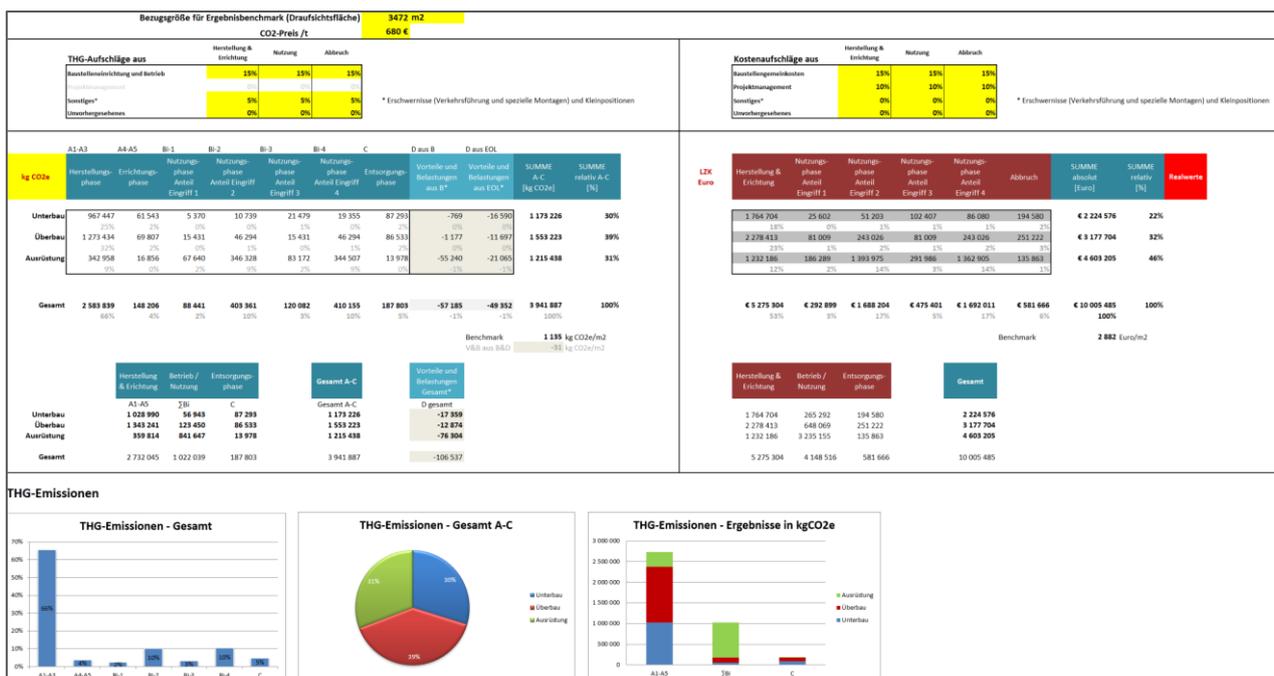


Abbildung 3 Ausgabeansicht der THG-Berechnung (links) anhand einer Beispielbrücke und einer Lebenszykluskostenberechnung (rechts)

Berücksichtigung von Nachhaltigkeit & Klimaschutz in der frühen Planungsphase von Infrastrukturprojekten

| Material Spezifikation               |   | Pulldown | 1              | 2      | Herstellungsphase                              |           | Errichtungsphase |         | Nutzungsphase  |         |                                | Entsorgungsphase |
|--------------------------------------|---|----------|----------------|--------|--|-----------|------------------|---------|----------------|---------|--------------------------------|------------------|
|                                      |   |          |                |        | A1-A3  | A4        | A5               | B1      | B2             | B4      | C1-C4                          |                  |
|                                      |   |          |                |        | Rohstoffbereitstellung, Transport, Herstellung | Transport | Bau/Einbau       | Nutzung | Instandhaltung | Ersatz  | Abbruch, Transport, Entsorgung |                  |
|                                      |   |          | Einheit in EPD |        | kg CO2e pro EH EPD                             |           |                  |         |                | kg CO2e |                                |                  |
| <b>(Legende siehe ganz unten)</b>    |   |          |                |        |  |           |                  |         |                |         |                                |                  |
| <b>Hauptmaterialien</b>              |   |          |                |        |  |           |                  |         |                |         |                                |                  |
| <b>Beton</b>                         |   |          |                |        |  |           |                  |         |                |         |                                |                  |
|                                      | X0(A)   |          | m3             | 59,1   | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 89,5    |                                | 21,1             |
|                                      | C 20/25/XC2   |          | m3             | 152,9  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 183,3   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/B1  |          | m3             | 165,4  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 195,8   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/B2  |          | m3             | 179,2  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 209,6   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/B3  |          | m3             | 184,5  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 214,9   |                                | 21,1             |
|                                      | C 30/37/B3  |          | m3             | 203,9  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 234,3   |                                | 21,1             |
|                                      | C 35/45/B3  |          | m3             | 259,9  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 290,3   |                                | 21,1             |
|                                      | C 40/50/B3  |          | m3             | 277,3  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 307,7   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/B5  |          | m3             | 200,2  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 230,6   |                                | 21,1             |
|                                      | C 30/37/B5  |          | m3             | 208,0  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 238,4   |                                | 21,1             |
|                                      | C 35/45/B5  |          | m3             | 258,5  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 288,9   |                                | 21,1             |
|                                      | C 40/50/B5  |          | m3             | 279,5  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 309,9   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/B7  |          | m3             | 220,8  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 251,2   |                                | 21,1             |
|                                      | C 30/37/B7  |          | m3             | 236,3  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 266,7   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/B8  |          | m3             | 190,5  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 220,9   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/B9  |          | m3             | 196,7  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 227,1   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/B11   |          | m3             | 203,5  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 233,9   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/BS1A  |          | m3             | 199,5  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 229,9   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/BS1A-plus   |          | m3             | 190,9  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 221,2   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/BS1B  |          | m3             | 189,1  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 219,5   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/BS1B-plus   |          | m3             | 188,7  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 219,0   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/BS1C  |          | m3             | 216,0  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 246,4   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/BS1C-plus   |          | m3             | 198,2  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 228,6   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/BS2A  |          | m3             | 162,3  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 192,6   |                                | 21,1             |
|                                      | C 30/37/BS2A  |          | m3             | 182,5  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 212,9   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/BS2B  |          | m3             | 174,0  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 204,4   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/BS2C  |          | m3             | 195,7  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 226,1   |                                | 21,1             |
|                                      | C 35/45/BS2D1   |          | m3             | 182,2  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 212,6   |                                | 21,1             |
|                                      | C 40/50/BS2D1   |          | m3             | 189,4  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 219,8   |                                | 21,1             |
|                                      | C 30/37/BS2D2   |          | m3             | 181,8  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 212,2   |                                | 21,1             |
|                                      | C 35/45/BS2D2   |          | m3             | 189,1  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 219,5   |                                | 21,1             |
|                                      | C 40/50/BS2D2   |          | m3             | 196,0  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 226,4   |                                | 21,1             |
|                                      | C 25/30/BS-R1   |          | m3             | 241,3  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 271,7   |                                | 21,1             |
|                                      | UHPC Beton; Glass-fibre-reinforced concrete   |          | m3             | 723,9  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 754,3   |                                | 21,1             |
|                                      | UHPC 0 (F0%)  |          | m3             | 650,0  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 680,4   |                                | 21,1             |
|                                      | UHPC 3 (F0,55%)   |          | m3             | 750,0  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 780,4   |                                | 21,1             |
|                                      | UHPC 6 (F1,2%)  |          | m3             | 975,0  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 1005,4  |                                | 21,1             |
|                                      | UHPC 8 (F2,25%)   |          | m3             | 1150,0 | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 1180,4  |                                | 21,1             |
|                                      | Modifizierte mineralische Mörtele der Gruppe 2  |          | m3             | 594,0  | 8,2  |           | 1,1              | -10,0   | 614,4 *        | 624,4   |                                | 21,1             |
|                                      | weitere Option / eigener Beton  |          | m3             | 0,0    | 0,0  | 0,0       | 0,0              | 0,0     | 0,0            | 0,0     | 0,0                            | 0,0              |
|                                      | weitere Option / eigener Beton2   |          | m3             | 230,0  | 9,0  | 2,0       | -10,0            | 600,0   | 100,0          |         |                                | 21,0             |
|                                      | weitere Option / eigener Beton2   |          | m3             | 3,0    | 4,0  | 5,0       | 6,0              | 7,0     | 10,0           |         |                                | 8,0              |
|                                      | weitere Option / eigener Beton2   |          | m3             | 200,0  | 10,0   | 1,1       | -10,0            | 200,0   | 0,0            |         |                                | 27,0             |
| <b>Bewehrungsstahl</b>               |   |          |                |        |  |           |                  |         |                |         |                                |                  |
|                                      | Stäbe und Ringe / Marienhütte   |          | t              | 442,0  | 40,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 503,7                          | 9,4              |
|                                      | Stäbe und Ringe / Pittini - Rundstahl   |          | t              | 689,5  | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 782,6                          | 25,8             |
|                                      | Stäbe und Ringe / Mittelwert  |          | t              | 565,8  | 47,6   | 12,2      |                  |         |                |         | 643,1                          | 17,6             |
|                                      | Matten / Riva Stahl   |          | t              | 463,8  | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 534,1                          | 3,0              |
|                                      | Matten / Pittini geschweisst  |          | t              | 716,5  | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 809,5                          | 25,7             |
|                                      | Matten / Mittelwert   |          | t              | 590,2  | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 671,8                          | 14,4             |
|                                      | Gitterträger / Pittini  |          | t              | 774,6  | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 867,6                          | 25,7             |
|                                      | weitere Option / eigener Betonstahl/Bewehrungsstahl   |          | kg             | 400,0  | 16,3   | 12,2      | 0,0              | 0,0     | 0,0            | 0,0     |                                | 60,4             |
| <b>Spannstahl</b>                    |   |          |                |        |  |           |                  |         |                |         |                                |                  |
|                                      | PC-strand - Prestressed steel for reinforcement of concrete   |          | t              | 1866,0 | 55,1   | 24,4      |                  |         |                |         | 1978,3                         | 32,8             |
|                                      | Prestressed Concrete Steel Wire Strand (PC Strand) - SIW  |          | t              | 2190,0 | 55,1   | 24,4      |                  |         |                |         | 2371,6                         | 102,1            |
| nach ÖNORM B 4758 (5.2)              | Spannstahl / Mittelwert   |          | t              | 2028,0 | 55,1   | 24,4      |                  |         |                |         |                                | 67,5             |
|                                      | weitere Option / eigener Spannstahl   |          | t              | 2,0    | 3,0  | 4,0       |                  |         |                |         | 4,0                            | 9,0              |
| <b>Baustahl</b>                      |   |          |                |        |  |           |                  |         |                |         |                                |                  |
|                                      | Stab- und Profilstähle / ArcelorMittal Xcarb  |          | t              | 333,0  | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 402,0                          | 1,7              |
|                                      | Stab- und Profilstähle / ArcelorMittal  |          | t              | 842,0  | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 911,1                          | 1,8              |
|                                      | Stab- und Profilstähle / Mittelwert   |          | t              | 587,5  | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 656,6                          | 1,8              |
|                                      | Grobbleche (ab 5 mm Dicke) / Voestalpine  |          | t              | 2430,0 | 40,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 2487,7                         | 5,4              |
|                                      | Grobbleche (ab 5 mm Dicke) / ArcelorMittal  |          | t              | 2600,0 | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 2669,3                         | 2,0              |
|                                      | Grobbleche (ab 5 mm Dicke) / Mittelwert   |          | t              | 2515,0 | 47,6   | 12,2      |                  |         |                |         | 2578,5                         | 3,7              |
|                                      | Fvz. Baustähle  |          | t              | 1320,0 | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 1389,5                         | 2,2              |
|                                      | Hohlprofile / ArcelorMittal Structural Hollow sections  |          | t              | 2270,0 | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 2339,1                         | 1,8              |
|                                      | Hohlprofile / Mannesmann MSH® Profile Rohre   |          | t              | 2550,0 | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 2624,0                         | 6,8              |
|                                      | Hohlprofile / Mittelwert  |          | t              | 2410,0 | 55,1   | 12,2      |                  |         |                |         | 2481,6                         | 4,3              |
|                                      | weitere Option / eigener Baustahl   |          | kg             | 2,0    | 2,0  | 2,0       | 0,0              | 0,0     | 0,0            | 0,0     |                                | 2,0              |
| <b>Beschichtung werkseitig</b>       |   |          |                |        |  |           |                  |         |                |         |                                |                  |
|                                      | Beschichtungssysteme gem. RVS 15.05.11  |          | m2             | 5,0    |  |           |                  | 5,0     | 5,0            |         |                                | 0,0              |
|                                      | weitere Option / eigene Beschichtung-Herstellungphase   |          | m2             | 2,0    | 4,0  | 22,0      | 0,0              | 0,0     | 0,0            |         |                                | 2,0              |
| <b>Beschichtung baustellenseitig</b> |   |          |                |        |  |           |                  |         |                |         |                                |                  |
|                                      | Beschichtungssysteme gem. RVS 15.05.11  |          | m2             | 1,1    | 0,0  | 4,0       | 5,0              | 5,0     |                |         |                                | 0,0              |
|                                      | weitere Option / eigene Beschichtung-Nutzungsphase  |          | m2             | 3,0    | 4,0  | 5,0       |                  |         |                |         | 6,0                            | 6,0              |
| <b>Holz</b>                          |   |          |                |        |  |           |                  |         |                |         |                                |                  |
|                                      | keilverzinktes Konstruktionsvollholz: Keilgezinktes Konstruktionsvollholz KVH (Haslachner Holding GmbH, AT) |          | m3             | -696,0 | 8,9  | 5,6       |                  | 5,0     |                | 88,3    |                                | 769,8            |
|                                      | KVH Konstruktionsvollholz Stora Enso  |          | m3             | -685,0 | 8,6  | 0,8       |                  | 5,0     |                | 43,3    |                                | 718,95           |
|                                      | Keilverzinktes Konstruktionsvollholz KVH (Durchschnitt DE)  |          | m3             | -727,0 | 9,4  | 5,6       |                  | 5,0     |                | 95,2    |                                | 807,3            |
|                                      | Massivholz: Massivholzplatten (vorwiegend Fichte) (Binderholz GmbH) (AT)                                    |          | m3             | -632,1 | 8,7  | 1,5       |                  | 5,0     |                | 131,5   |                                | 753,4            |
|                                      | Planned timber Stora Enso   |          | m3             | -713,0 | 8,7  |           |                  | 5,0     |                | 50,7    |                                | 755,00           |
|                                      | Brettschichtholz: Brettschichtholz BSH (Fichte/Tanne) (Binderholz GmbH, AT)                                 |          | m3             | -639,3 | 8,7  | 4,4       |                  | 5,0     |                | 125,9   |                                | 752,1            |
|                                      | Brettschichtholz BSH (vorwiegend aus Fichte) (Durchschnitt DE)  |          | m3             | -614,7 | 9,2  | 4,5       |                  | 5,0     |                | 190,4   |                                | 791,4            |
|                                      | weitere Optionen: Brettsperrholz (vorwiegend Fichte) (Binderholz GmbH) (AT/D)                               |          | m3             | -657,0 | 8,8  | 4,1       |                  | 5,0     |                | 127,2   |                                | 771,2            |
|                                      | CLT (Cross Laminated Timber) - Kreuzlagensperrholz Stora Enso   |          | m3             | -707,0 | 38,4   | 14,8      |                  | 5,0     |                | 110,8   |                                | 764,58           |
|                                      | LVL (Laminated Veneer Lumber) - Furnierschichtholz Stora Enso   |          | m3             | -648,0 | 75,9   | 6,8       |                  | 5,0     |                | 241,4   |                                | 806,73           |
|                                      | Balkenschichtholz (Durchschnitt DE)   |          | m3             | -640,6 | 9,0  | 6,3       |                  | 5,0     |                | 153,7   |                                | 779,0            |
|                                      | weitere Option / eigenes Holz   |          | m3             | 7,0    | 8,0  | 9,0       |                  |         | 3443,0         | 4,0     |                                | 5,0              |

Abbildung 4 Im ÖBV-AK abgestimmter GWP-Katalog von generischen GWP-Daten im Infrastrukturbau (Ausschnitt)

Ziel ist es, dass Ergebnisse von GWP-Bewertungen auch mit vergleichbaren Tools nachvollziehbar, vergleichbar und prüfbar werden.

Nicht zuletzt sind Möglichkeiten für pauschale Ergebnisaufschläge im Tool vorhanden, um analog wie bei Kostenermittlungen baustellenspezifische THG-Emissionen, sonstige Materialien und Unvorhergesehenes zu berücksichtigen. Derzeit ist als Abschätzung ein 15 %iger Aufschlag für den Energieaufwand auf der Baustelle vorgesehen, der nicht den einzelnen Baumaterialien zuordenbar ist. Für sonstige Materialien, die nicht explizit angeführt sind, wird ein Aufschlag von 5 % angenommen.

Das LCCO2-Tool ist seit Jänner 2024 bei allen neuen Planungsausschreibungen von Neubaubrücken verpflichtend in der ASFINAG vorzusehen. Dabei sollen in der Planungsphase zumindest zwei Entwurfsvarianten untersucht werden, die sich in der Bauteilgeometrie bzw. auch der Materialwahl unterscheiden. Für die Vergabephase von Bauleistungen ist dieses Tool derzeit nicht vorgesehen.

#### 4 Ausblick

Für eine zukünftig erfolgreiche Umsetzung von Klimaschutzmaßnahmen im Infrastrukturbau ist für eine österreichweite GWP-Bewertung und im Weiteren einer Ökobilanzierung ein gemeinsames, standardisiertes Vorgehen unausweichlich. Als ausgezeichnete Vernetzungsplattform für den Infrastrukturbau hat sich in den letzten Jahren der ÖBV-Arbeitskreis „AK Nachhaltigkeit im Tiefbau“ unter der Leitung von Professor Bergmeister erwiesen, in dem die unterschiedlichsten

Nachhaltigkeitsaktivitäten abgestimmt werden. Daraus ist auch der zuvor erwähnte ÖBV-Arbeitskreis „AK Ökodaten“ entstanden, in dem die generischen GWP-Daten und Bewertungsvorgaben abgestimmt auf Basis bestehender Normen und größtmöglicher Transparenz festgelegt werden. Wichtig ist, dass für die weiteren Schritte ein infrastrukturübergreifender Plan entwickelt wird, um Parallelaktivitäten zu vermeiden und einheitlich die Bewertungs- und Bilanzierungsprozesse zu gestalten. Die ASFINAG stellt ein schrittweises Baukastensystem in Abbildung 5 als Vorschlag für eine zukünftige gemeinsame Vorgehensweise vor: Das LCCO2-Tool dient als erster Baustein in der frühen Planungsphase als Entscheidungshilfe im Zuge von Variantenuntersuchungen. In einem schon erwähnten ÖBV-Leitfaden sollen die Hintergrundinformationen und -prozesse transparent zusammengestellt und dargelegt werden, sodass auch andere Berechnungsinstrumente vergleichbare Ergebnisse liefern können. Im Jahr 2026 soll das LCCO2-Tool von einem adaptierten Tool aus dem Forschungsprojekt „LZ-Infra“ abgelöst werden. Dieses erweitert das LCCO2-Tool mit Tunnelaspekten, berücksichtigt die schienenbezogene Infrastruktur, und betrachtet neben dem Klimawandel auch andere Wirkungskategorien, sodass eine gesamtheitlich standardisierte Ökobilanzierung möglich wird. Darüber hinaus erweitert sich der Anwendungsbereich im Projekt „LZ-Infra“ auf die Vergabephase. Zukünftig können auch projektspezifische Treibhausgasemissionen aus Umwegverkehr und Staus bewertet werden. Diese Faktoren haben laut ersten Erfahrungsberichten einen erheblichen Einfluss auf Entscheidungen in der frühen

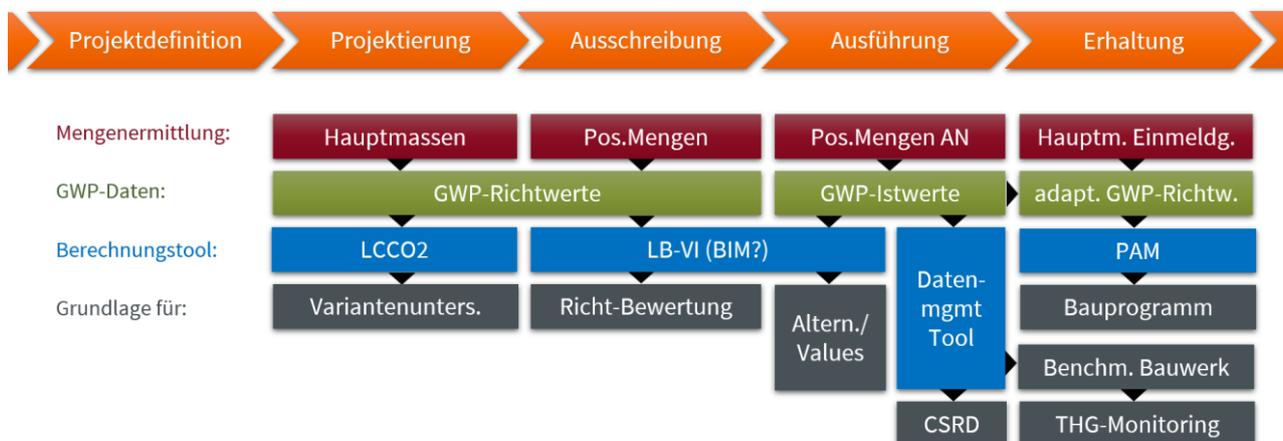


Abbildung 5 Vorgeschlagene Bausteine für eine standardisierte GWP-Bewertung

Planungsphase. Schnelle Baumethoden mit hoher Verkehrsverfügbarkeit und geringen Stauzeiten werden in Zukunft an Bedeutung gewinnen.

Ein weiterer wichtiger Baustein ist die Verknüpfung des GWP-Katalogs mit den Leistungspositionen der Leistungsbeschreibung Verkehr und Infrastruktur (LB-VI) der Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr (FSV), um eine standardisierte Richtbewertung in der Ausschreibungsphase automatisiert erstellen zu können. Dazu sind erste Abstimmungen mit der FSV im Laufen.

Im nächsten Schritt können mithilfe von Öko-Istwerten auch Alternativangebote und Ideen von Baufirmen im Rahmen des Value Engineerings auf Positionsebene berücksichtigt werden. Diese Ist-Werte können durch Vorlage von Umweltproduktdeklarationen (EPDs) oder durch zertifizierte Materialrechner überprüft werden. Es ist wichtig, dass diese Materialrechner, wie Beton- und Asphaltrechner, einheitlich mit den relevanten Industrien und möglichst allen Infrastrukturbetreibern festgelegt werden, um einheitliche Standards zu gewährleisten. Die ASFINAG arbeitet derzeit an einem baustellenbezogenen Datenmanagementtool, das die automatisierte Erfassung und Analyse von Öko-Istwerten wie EPDs und Materialmengen über alle Baumaßnahmen ermöglicht. Dies dient auch der jährlichen CSRD-Berichterstattung. Schließlich sollen aus diesem Datenmanagementsystem Informationen in den ÖBV-AK “Ökodaten” fließen, um generische Materialwerte laufend zu evaluieren und als Grundlage für weitere Prozesse im Erhaltungsmanagement – sei es für die Meldung neuer Maßnahmen oder für Benchmark-Betrachtungen – zu dienen.

## 5 Zusammenfassung

Die klimapolitischen Vorgaben erfordern ein neues Denken bei der Konzeption von Infrastrukturbauwerken. Wir stehen vor aufregenden Jahrzehnten, in denen ressourceneffizientere Konstruktionsmethoden und innovative Technologien entwickelt werden müssen, um den CO<sub>2</sub>-Footprint der künftigen Neubau- und Erneuerungsmaßnahmen im Infrastrukturbau massiv zu senken. Während der Planungs- und Projektierungsphase werden entscheidende Weichen für eine nachhaltige Infrastruktur gestellt. In diesem Kontext können nun Planungsbüros das LCCO<sub>2</sub>-Tool als praktisches Werkzeug nutzen, um sowohl Treibhausgasemissionen als

auch Lebenszykluskosten in der Konzeptionsphase standardisiert zu berechnen und damit eine gute Entscheidungsgrundlage aufzubereiten.

Anstatt diese neuen Herausforderungen als Last zu empfinden, sollten wir diese auch als Chance begreifen, das Berufsbild des Ingenieurwesens mit seinem immensen kreativen Potential wieder breitenwirksam in den Mittelpunkt zu rücken. Ähnlich wie im 19. Jahrhundert, als Ingenieure das Bauwesen und die Gesellschaft maßgeblich beeinflussten, könnten wir nun ein neues Zeitalter des Ingenieurwesens erleben – zum Wohle des Planeten. Diese Gelegenheit sollten wir nicht ungenutzt lassen.

## 6 Literatur

- [1] Österreichische Bautechnik Vereinigung (Hrsg.): *Ökologisierung und Nachhaltigkeit im Bauwesen*, Sachstandsbericht, Ausgabe April 2022.
- [2] Jesberg, P.: *Die Geschichte der Ingenieurbaukunst aus dem Geist des Humanismus*, Deutsche Verlags-Anstalt, Stuttgart, 1996
- [3] Kleiser, M.: *Formlogik und Formdynamik am Beispiel von integralen Überführungsbrücken*, Dissertation, Technische Universität Wien, 2017

# Baustoffkreislauf und CO<sub>2</sub>-Reduktion von Beton – Projekte & Entwicklungen

Architekt DI Thomas Matthias Romm  
*forschen planen bauen ZT, Österreich*

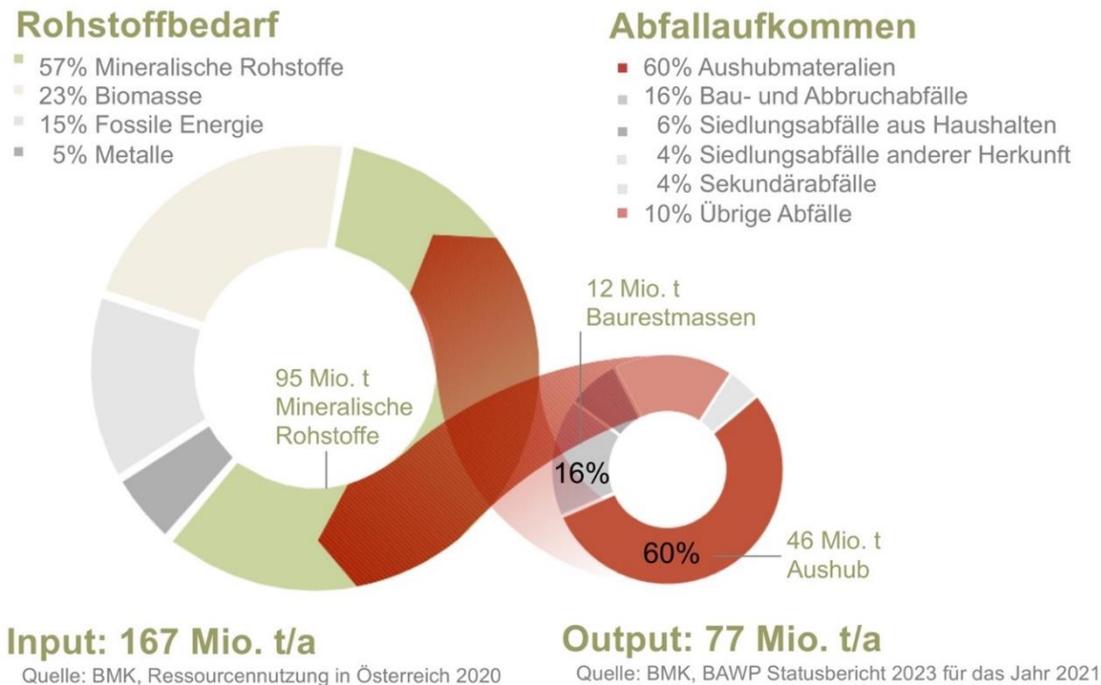
## KURZFASSUNG:

Die Bauwirtschaft hat wesentlichen Anteil am Abfall- und Emissionsaufkommen [1]. Aktuell machen jährlich 46 Mio. t Aushübe 60 % des Abfallstroms in Österreich aus [2]. Hinzukommen ca. 12 Mio. t Baurestmassen aus dem Rückbau. Während für mineralische Baurestmassen ein Deponieverbot gilt, gehen 85 % der nicht verunreinigt Aushübe in Österreich auf die Deponie. Diese Bodenaushübe stellen ein Potenzial von 20 Mio. t Sekundärrohstoffen für einen jährlichen Bedarf von über 95 Mio.t dar [3]. Diesen Stoffströmen widmen sich unsere Urban Mining Projekte im großvolumigen Bauen [4]. Dabei finden aufbereitete Fraktionen nicht bindiger Böden und mineralischer Baurestmassen als Betonzuschlag vor Ort bautechnische Verwendung. Bindige Böden und Feinanteile aus dem Recycling stehen derzeit im Fokus für die Kalzinierung zur Zementherstellung.

Die Vertiefung in die Umweltwirksamkeit des Bauens mit Beton führte konsequenterweise zu einer perspektivischen Dekarbonisierung über Klinkerreduktion und Bindemittlersatzstoffe [5]. Klinkerreduzierte Rezepturen von Beton haben geringere CO<sub>2</sub>-Emissionen als Standardbetone<sup>1</sup>. Die verzögerte Frühfestigkeitsentwicklung von CO<sub>2</sub>-reduziertem Beton – Reduced Carbon Concrete (RCC) – stellt insbesondere bei niedrigen Außentemperaturen eine Herausforderung dar. Die Hydratationswärmeentwicklung CO<sub>2</sub>-reduzierter Betone ist mitunter zufolge des geringeren Bindemittelgehalts verhaltener und die Entwicklung der Frühfestigkeit somit langsamer. Diese fehlende Energie zu Beginn der Erhärtungsphase kann durch eine heizbare Schalung ausgeglichen werden. Aber auch eine strombetriebene Beheizung der Schalung verbraucht Energie, deren Erzeugung wiederum CO<sub>2</sub> emittiert. Die Ökobilanz heizbarer Schalung für CO<sub>2</sub>-reduzierten Beton zeigt allerdings vielversprechende Ergebnisse für die Dekarbonisierung von Beton [6].

---

<sup>1</sup> Definition Standardbeton = Beton mit Bindemittelgehalt nach Ö-Norm B 4710-1



**Abbildung 1 Kreislaufwirtschaft in Österreich**  
Quelle: Eigene Grafik, Romm ZT 2024

## 1 Einleitung

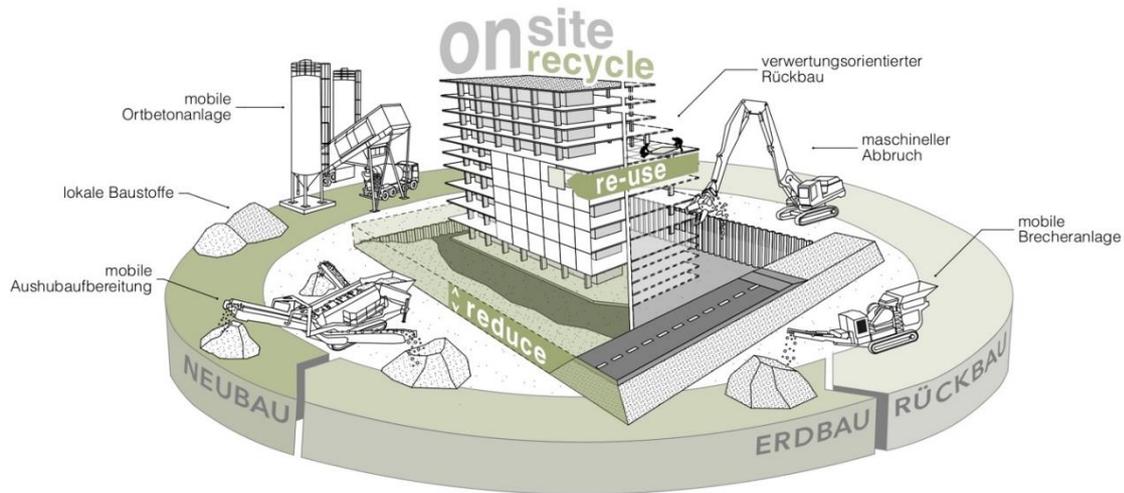
Die Bauwirtschaft hat mit über 70 % einen wesentlichen Anteil am Abfallaufkommen in Österreich [1]. Aktuell machen jährlich 46 Mio. t Aushübe ca. 60 % des österreichischen Abfallstroms aus [2]. Von den ca. 26 Mio. t, die jährlich deponiert werden, sind über 22 Mio. t abfallrechtlich als BA, A1, A2 oder A2G klassifiziert. Somit sind 85 % der in Österreich deponierten Aushübe also nicht verunreinigt und stellen ein Potenzial von rund 20 Mio. t Sekundärrohstoffen dar. Hinzukommen 12 Mio. t Baurestmassen aus dem Rückbau. Das sind gemeinsam knapp ein Drittel des Bedarfs an mineralischen Rohstoffen, der in Österreich bei jährlich 95 Mio. t liegt [3]. Im Lichte der Österreichischen Kreislaufwirtschaftsstrategie, die eine Reduktion des Primärrohstoffbedarfs um 25 % bis 2030 fordert [7], muss die Inklusion der am Bauplatz verfügbarer Sekundärrohstoffe Teil des Planungsprozesses jedes größeren Bauvorhabens sein.

### 1.1 Ressourcen am Bauplatz, der Genius loci

Kontrollierte Stoffströme sind im Bauwesen wesentliche Handlungsfelder für eine umweltwirksame und kosteneffiziente Baustoff- und Baustellenlogistik. Sekundärrohstoffe, d.h. durch

Recycling gewonnene Rohstoffe aus Rückbauten oder aus Aushüben vor Ort, können nur einen Teil dieses Gesamtbedarfs decken. Sie bieten nicht die Lösung des Ressourcenproblems, können aber substantiell dazu beitragen [4].

Bei der Errichtung eines Gebäudes fallen 80 % des Stoffstroms beim Erd- und Rohbau an. In der Regel wird das Abbruchgut oder der Erdaushub von der Baustelle verbracht. Sand, Kies und Beton kommen mit einer mittleren Transportdistanz von 15 bis 30 km auf die Baustelle. Dabei wären in vielen Fällen sandige Aushubkiese oder Betonbruch mit wenig Aufwand vor Ort als Betonzuschlag aufzubereiten. Die gesteigerte Wertschöpfung einer sogenannten Onsite-Rohstoffgewinnung im Bauvorhaben tritt bei Großbaustellen deutlich zu Tage: Die Errichtung von Bahnhöfen, Autobahnen und Tunnelbauten erfordert eine effiziente Materiallogistik, die eine Optimierung der Ver- und Entsorgung durch Aufbereitung und Massenausgleich zum Ziel hat. Dies impliziert eine präzise Planung der Stoffströme und deren logistische Steuerung auf der Baustelle, die auf einer genauen Kenntnis der abfallrechtlichen, geotechnischen, hydrologischen, bautechnisch und substrattechnischen Verwertbarkeit beruht.



**Abbildung 2 Kreislaufwirtschaft auf der Baustelle**

Quelle: Eigene Grafik, Romm ZT 2018

### 1.1.1 Analyse-Instrumente und Maßnahmen

Logistische Planung zur Einbindung lokaler Ressourcen in die Materialströme einer Bauführung basiert auf der Analyse der stofflichen Qualitäten. Bei einem dem Bauvorhaben vorangehenden Abbruch beurteilt eine Schad- und Störstofferkundung die zulässige Wiederverwertung. Beim Aushub wird die Verwertbarkeit durch abfallrechtliche und geotechnische Gutachten definiert. Die Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke gemäß DIN 18196 bestimmt die Verwertbarkeit von Boden als Baustoff. Die lokale Verwertung von Aushub spart Deponievolumen, schont die Gewinnungsstätten und reduziert den baubedingten Schwerlastverkehr erheblich.

In der Ökobilanz schlagen On-site-Recyclingbaustoffe gegenüber Primärrohstoffen durch den vermiedenen Transport positiv zu Buche. Daher ist der verwertungsorientierte Rückbau im Vorfeld eines Bauvorhabens ein wichtiger Erfolgsfaktor für strategische Ressourcenplanung mit einer Aufbereitungsinfrastruktur auf der Baustelle.

Rückbaumaterial von Bestandsgebäuden und der Baugrund selbst lassen sich also gleichermaßen als Rohstoffbanken am Bauplatz, und somit als Teil des Genius Loci betrachten. On-site-Aufbereitung und Massenausgleich sind daher die wesentlichen

Instrumente für ein nachhaltiges Massenstrommanagement.

Gemäß EU-Abfallrahmenrichtlinie gilt ein vor Ort wiederverwendeter Bodenaushub nicht als Abfall, im Gegensatz zu Bodenaushub, der von der Baustelle weggeschafft wird, was ein Bündel an rechtlichen Konsequenzen zur Folge hat. Das „Porr-Urteil“ zur Wiederverwendung von Aushub als Nebenprodukt schafft dabei Rechtssicherheit für bauplatzübergreifende Strategien.

Diese grundlegenden Erkenntnisse werden in Wien, einer der am stärksten wachsenden Städte Europas, seit einigen Jahren erfolgreich im „Wiener Modell“ des großvolumigen Wohnbaus integriert [4].

### 1.2 Das „Wiener Modell“

Das „Wiener Modell“ bezeichnet die systematische Herangehensweise der österreichischen Hauptstadt, kostengünstiges Bauen und bezahlbaren Wohnraum in der *Umwelt Musterstadt Wien* zu sichern. Wobei insbesondere den Herausforderungen des Klimawandels, wie zunehmende Starkregenereignisse, anhaltende Trockenheit und zuwanderungsbedingtes Wachstum mit nachhaltigen Strategien zu begegnen ist. Bereits im Masterplan großer Städtebauvorhaben sind ein bauplatzübergreifender Massenausgleich und die Ressourceneffizienz der einzelnen Bauabwicklungsschritte verankert. Die

Großbaustellen des neuen Wiener Hauptbahnhofs oder des ehemaligen Flugfeld Aspern, wo seit dem Beschluss des Masterplans die Seestadt Wiens mit Wohnungen für 20.000 EinwohnerInnen und tausenden Arbeitsplätzen gebaut wird, sind aktuelle Beispiele für eine erfolgreiche Ressourcenplanung im Städtebau und ihrer Umsetzung auf der Baustelle. Seither hat sich Urban Mining auch auf der Ebene größerer Projektentwicklungen in der Bau-durchführung fest etabliert.

Ein nachhaltiges Massenstrommanagement verfolgt das Ziel, einen Großteil des Materialbedarfs aus dem eigenen Baugeschehen zu gewinnen. Voraussetzung dafür sind Vorgaben des städtebaulichen Masterplanes als Grundlage der Flächenwidmung. Schlüsselfaktoren für ein erfolgreiches On-Site Recycling sind die detaillierte Planung des Stoffstroms für den Massenausgleich innerhalb des Bebauungsgebietes und die logistische Umsetzung der lokalen Verwertung in der Bauphase.

Kies und Sand aus dem Baugrubenaushub können mobile Anlagen an Ort und Stelle zu Beton weiterverarbeiten. Diese Materialien werden auf der Baustelle abgesiebt, gebrochen und als Betonzuschlag klassifiziert. Anhand einer BIM-Auswertung der Bodenanalysen zur geotechnischen und abfallrechtlichen Beurteilung ist es unter Berücksichtigung des Aushubvolumens möglich, den möglichen Umfang der lokalen Verwertung zuvor zu prognostizieren. Der nach einfacher Trockenabsiebung weiterverarbeitete Kiessand lässt sich für 50 % der im Hochbau üblichen Betone einsetzen. Es kommen aber auch grundwasserunabhängige Verfahren der Nassaufbereitung zum Einsatz. Mit diesen gewaschenen Zuschlagsfraktionen sind sämtliche Betongüten auf der Baustelle herstellbar. Der Prozess ist nicht nur ökologisch, sondern auch ökonomisch sinnvoll. Ein On-site Recycling verkürzt die Bauzeit, spart Transport- und Abbaukosten und reduziert Umweltbelastungen.

Das Prinzip *Verwertung statt Transport* ist von enormer Umweltwirksamkeit: Zwei Drittel des innerstädtischen Gütertransports sind baustellenbedingt. Der Anteil des Schwerlastverkehrs am lokalen Feinstaubaufkommen ist erheblich. Eine intelligente Verwertungslogistik auf der Baustelle reduziert Emissionen wie Luftschadstoffen, Lärm und Staub bei optimalem Kosten-Nutzen-Faktor. Es entsteht ein Kreislaufprozess von Rückbau,

Erdbau und Neubau mit neuen Geschäftsmodellen für die Bauwirtschaft.

### 1.3 Projektbeispiel „Die Seestadt Aspern“

Die Seestadt Aspern ist mit 240 ha eines der international größten Stadtentwicklungsprojekte. Die Projektentwicklungsgesellschaft unterstützt Urban Mining seit Baubeginn mit einer eigens gegründeten Logistiktochter. Die Fallstudie zeigt, wie bei der Errichtung der ersten 3.000 Wohnungen über 1 Mio. Tonnen Material lokal aufbereitet und verbaut werden konnten. Durch einen Massenausgleich – dem Anheben der Geländehöhe beim Straßenbau – ließ sich das Volumen des Aushubs halbieren und das vorhandene Aushubmaterial für den Straßenbau sowie als Betonzuschlag verwerten. Alle Güteklassen und der gesamte Ort betonbedarf wurden ausschließlich vor Ort mit lokalem Kies produziert. Die Anlage war auf eine Spitzenauslastung von 2.000 m<sup>3</sup> Beton ausgelegt und hat diese Tagesleistung in der Praxis mehrmals erreicht. Die Aufbereitung sämtlicher Zuschlagsfraktionen erfolgte mit einem grundwasserunabhängigen, geschlossenen System im Nassverfahren. Nur 5 % des am Kies anhaftenden Waschwassers wurden in den Wasserkreislauf eingespeist. Ein Leistungsverzeichnis zur Ermittlung von Mehr- und Minderkosten hat trotz der Aufwände für Steuerung und Qualitätssicherung eindeutige, aber je Bauplatz variierende ökonomische Vorteile bilanziert, die sich aus den Transporteinsparungen und der Rohstoffverfügbarkeit ergeben haben. Unsere Rolle war die Konzeption, Leistungsbeschaffung und die koordinative Begleitung.



Abbildung 3 Onsite-Betonproduktion Seestadt Aspern  
Quelle: Karoline Mayer

## 2 RCC – die Dekarbonisierung von Beton

Die Verwendung von erneuerbaren Rohstoffen ist nicht nur in Bezug auf Zirkularität ein wichtiger Hebel, sondern auch in Bezug auf einen CO<sub>2</sub>-neutralen (Städte-)Bau. Entscheidend aber ist, dass alle Baustoffe klimaneutral und erneuerbar werden. Ausgangspunkt eines FFG-Projektes im Jahr 2020 sind europaweite Bemühungen einer Dekarbonisierung der Bauwirtschaft, die unweigerlich mit einer Ökologisierung des meistverwendeten Baustoffes verbunden sind: Beton. Perspektivisch wird hierbei ausgelotet, inwieweit das Bauwerk als CO<sub>2</sub>-Senke zur Klimaregeneration beitragen kann. Klinkerreduzierte Rezepturen von Beton haben geringer CO<sub>2</sub> Emissionen als Standardbetone. Die verzögerte Frühfestigkeitsentwicklung von CO<sub>2</sub>-reduziertem Beton – Reduced Carbon Concrete (RCC) – stellt insbesondere bei niedrigen Außentemperaturen eine Herausforderung dar. Die Hydratationswärmeentwicklung CO<sub>2</sub>-reduzierter Betone ist zufolge des geringeren Bindemittelgehalts verhaltener und die Entwicklung der Frühfestigkeit somit langsamer. Bei niedrigen Aussentemperaturen kann diese fehlende Energie zu Beginn der Erhärtungsphase durch eine heizbare Schalung ausgeglichen werden. Aber auch eine strombetriebene Beheizung der Schalung verbraucht Energie, deren Erzeugung in der Regel CO<sub>2</sub> emittiert. Daher ist die Ökobilanz von heizbaren Schalungen zur Unterstützung CO<sub>2</sub>-reduzierter Betone ein Schlüssel zur Bewertung der Nachhaltigkeit innovativer RCC-Rezepturen [6].

Beton mit einem klinkerreduzierten, geringeren Bindemittelgehalt im Vergleich zu Standardbeton wird seiner gleichwertigen Leistungsfähigkeit wegen auch Performance-Beton genannt. Das Performance-Konzept überwindet die branchenübliche Anwendung des deskriptiven Konzeptes gemäß ÖNORM B 4710-1, „Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206 für Normal- und Schwerbeton“. Der dort beschriebene deskriptive Ansatz gibt für Expositionsklassen von Beton aus Erfahrungswerten resultierend einen Mindestbindemittelgehalt und einen maximalen W/B Wert (Verhältnis von Wasser zu Bindemittel) vor. Dem gegenüber steht das Konzept der gleichwertigen Betonleistungsfähigkeit. Grundlage hierfür bildet neben der

ÖN B 4710-1, die ONR 23339 „Regeln für die Umsetzung des Konzepts der gleichwertigen Betonleistungsfähigkeit“. Erst durch die Nachweisführung der gleichwertigen Leistungsfähigkeit gemäß ONR 23339 ist das Erfordernis eines anrechenbaren Mindestbindemittelgehalts hinfällig, sodass CO<sub>2</sub>-reduzierter Performance-Beton als zugelassener Baustoff zur Anwendung kommen kann [5].

Im ersten Forschungsprojekt zu RCC wurden weiterführende Forschungsfragen formuliert, u.a. zur Rolle innovativer Schalungen für eine verbesserte Baustellenpraxis bei verzögerter Frühfestigkeit des Frischbetons. Daraufhin wandte sich der Schalungshersteller Doka GmbH an das Konsortium, um gemeinsam zur Anwendung heizbarer Schalung für RCC-Rezepturen zu forschen. Das ursprüngliche Konsortium bestehend aus Strabag Real Estate GmbH, Romm ZT, Mischek ZT, bauXund forschung und beratung gmbh, Materialprüfanstalt HARTL GmbH und Wopfinger Transportbeton GmbH wurde um die Konsortialpartner Doka GmbH sowie die Betonhersteller Transportbeton Ges.m.b.H. & Co. Komm. Ges. und Holcim Österreich GmbH (ehemals Lafarge Perlmooser) erweitert, wie auch um CarStorCon Technologies GmbH, den Hersteller des innovativen Betonzusatzstoffs Clim@Add® auf Basis von technischem Kohlenstoff, mit dem Ziel die Potenziale von Beton als CO<sub>2</sub>-Senke zu untersuchen. Ein Kilogramm Clim@Add® speichert lt. Zertifikat 2,9 kg CO<sub>2</sub>.

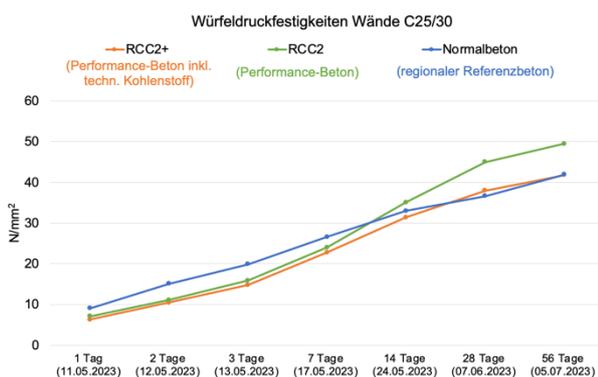
### 2.1 Projekt-Inhalte und Zielsetzungen:

Ziel dieser ebenfalls von der Magistratsabteilung 20 der Stadt Wien initiierten und von der FFG geförderten Fortsetzung des Forschungsprojektes ist es, einen Beitrag zur Etablierung von CO<sub>2</sub>-reduziertem - bis hin zu bilanziell klimaneutralem - Beton als neuen Stand der Technik zu leisten und den ganzjährigen Einsatz dieser Betone zu ermöglichen. Ausgelotet werden sollte, wie diese innovativen Rezepturen CO<sub>2</sub>-reduzierter Betone zum Stand der Technik weiterentwickelt werden können und inwieweit zusätzlich durch die Zugabe von technischem Kohlenstoff ein Beitrag zur bilanziellen Klimaneutralität von Beton praxistauglich umgesetzt werden kann. Gegenständlich wurde dies mit Hilfe eines von Doka GmbH zu entwickelnden

Prototypen einer heizbaren Schalung (interner Projektname: IHF Intelligent Heated Formwork) in Kombination mit dem Monitoringsystem der Bauteiltemperatur von Doka (Concremote) auf der Baustelle überprüft.

Um die klimaabhängigen Einflüsse bewerten zu können, wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt – eine im Sommer und eine im Winter. Der Sommersversuch lieferte Referenzwerte für den erfolgs-sensiblen Winterversuch. Jede Versuchsreihe umfasste 3 Rezepturen:

1. Standardbeton (interne Bezeichnung: regionaler Referenzbeton),
2. CO<sub>2</sub>-reduzierte Betonrezeptur nach dem Performance-Konzept (interne Bezeichnung: RCC2),
3. CO<sub>2</sub>-reduzierte Betonrezeptur nach dem Performance-Konzept mit technischem Kohlenstoff (interne Bezeichnung: RCC2+).



**Abbildung 4** Würfeldruckfestigkeit C25/30 für Wände (bei Lagerung im Labor unter Optimalbedingungen)

Sowohl für die Sommer- als auch für die Winterversuchsreihe wurden pro Rezeptur jeweils zwei Wand- und zwei Deckenbauteile, also insgesamt 12 Bauteile hergestellt. Alle Bauteile wurden mithilfe des Betonmonitoringsystems Concremote von Doka GmbH hinsichtlich ihrer Temperaturentwicklung überwacht, um so zu jedem Zeitpunkt auf ihre Festigkeitsentwicklung schließen zu können. Außerdem wurden die Betone normkonform laborüberwacht: Würfeldruckfestigkeiten und Spaltzugfestigkeiten sowie E-Modul an Zylindern und Karbonatisierungseindringtiefe. Da aber die

Frühfestigkeitsentwicklung bei klinkerreduziertem Beton vor allem bei niedrigeren Temperaturen langsamer voranschreitet, wurden im Winterversuch pro Rezeptur jeweils ein Bauteil mit und ein Bauteil ohne Heizschalung errichtet, um bei den Testbauteilen einen direkten Vergleich anstellen zu können. Die Sommersversuchsreihe wurde im Oktober 2022 mit Unterstützung der Stadt Wien und unter Erbringung erheblicher Eigenleistung der beteiligten Unternehmen des Forschungskonsortiums erfolgreich abgeschlossen.

Gegenstand der folgenden Darstellung ist nun die Dokumentation der Durchführung und der Erkenntnisse aus dem Wissenszuwachs der entscheidenden Winterversuchsreihe mit heizbarer Schalung, die für den Versuch von Doka GmbH prototypisch zur Verfügung gestellt wurde.

## 2.2 Methodische Vorgehensweise:

Grundlage für die Winterversuche sind die Referenzwerte der Sommerreihe mit folgender Erkenntnis:

- Bei Durchschnittstemperaturen (Tag/Nacht) von ca. 14,5 °C hatten alle Wandbauteile die erforderlichen Festigkeiten zum Ausschalen nach 24 Stunden erreicht.
- Die Bemessungsfestigkeit, die 28 Tage-Festigkeit, wurde bei allen Probestaueilen erreicht.

Die Rezepturen aus dem Sommersversuch wurden für den Winterversuch bei der Einstellung der Umgebungstemperatur auf -5 °C in Kühlcontainern mit einer heizbaren Schalung und einer konventionellen Schalung getestet und ökobilanziert. Die Versuchsanordnung wurde auf sechs Kühlcontainer aufgeteilt, um von Witterung und Außentemperaturschwankungen unabhängige, kontrollierte Bedingungen gewährleisten zu können. So konnte das für die Region annehmbar ungünstigste Szenario von Klimabedingungen mit konstant tiefen Durchschnittstemperaturen unter 0 °C geschaffen werden. Die doppelseitig mit heizbaren Schalungen beheizten Wandelemente konnten im Winterversuch nach 24 Stunden wieder ausgeschalt werden. Die Deckenelemente wurden einseitig beheizt, auf der Oberfläche mit einem Verdunstungsschutz nachbehandelt und mit einer handelsüblichen Winterbaumatte abgedeckt. Die Deckenbauteile verblieben

| Betonrezepturen  |                            |     |      |     |                             |             |     |      |                                 |                             |                  |     |                                 |     |                             |
|--|----------------------------|-----|------|-----|-----------------------------|-------------|-----|------|---------------------------------|-----------------------------|------------------|-----|---------------------------------|-----|-----------------------------|
| RCC2 - Ökobilanz heizbarer Schalung für CO <sub>2</sub> -reduzierte Betone |                            |     |      |     |                             |             |     |      |                                 |                             |                  |     |                                 |     |                             |
| Labornummer:   | 014146/9                   |     |      |     | 014146/12                   |             |     |      | 014146/8                        |                             |                  |     | 014146/11                       |     |                             |
| Bauteil:   | Decke                      |     |      |     | Wand                        |             |     |      | Decke                           |                             |                  |     | Wand                            |     |                             |
| Bezeichnung  | Normalbeton                |     |      |     |                             |             |     |      | RCC2                            |                             |                  |     | RCC2+                           |     |                             |
| Betonorte  | C30/37/XC2/<br>GK22/F52/PB |     |      |     | C25/30/XC2/<br>GK22/F52/PB  |             |     |      | C30/37/XC1/<br>GK22/F52/PB RCC2 |                             |                  |     | C25/30/XC1/<br>GK22/F52/PB/RCC2 |     |                             |
| Betonhersteller  | Perlmooser Beton GmbH      |     |      |     |                             |             |     |      | Wopfinger Transportbeton GmbH   |                             |                  |     | Asamer Transportbeton GmbH      |     |                             |
| Herstellungstag:   | 10.05.23                   |     |      |     | 10.05.23                    |             |     |      | 10.05.23                        |                             |                  |     | 10.05.23                        |     |                             |
| Zusammensetzung gem. Chargenprotokoll der Hersteller                       |                            |     |      |     |                             |             |     |      |                                 |                             |                  |     |                                 |     |                             |
| Zement   | 567                        | 283 | 492  | 246 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 559         | 140 | 520  | 130                             | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 337              | 169 | 311                             | 156 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| Zementsorte  | CEM II A M 42,5N           |     |      |     | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | CEM I 52,5R |     |      |                                 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | CEM II A M 42,5R |     |                                 |     | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| Zusatzstoff  | 148                        | 74  | 121  | 60  | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 759         | 190 | 680  | 170                             | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 326              | 163 | 288                             | 144 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| Bindemittelgehalt anrechenb  | 340                        |     |      |     | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 188         |     |      |                                 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 202              |     |                                 |     | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| Aktivkohle   | -                          | -   | -    | -   | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | -           | -   | -    | -                               | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 60               | 30  | 40                              | 20  | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| RK 1 Feuchteigkeitsgehalt  | 1493                       | 746 | 1510 | 755 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 2939        | 735 | 3184 | 796                             | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 1498             | 749 | 1559                            | 780 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| RK 2 Feuchteigkeitsgehalt  | 1645                       | 823 | 1740 | 870 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 2560        | 7,5 | 2563 | 7,1                             | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 543              | 272 | 560                             | 280 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| RK 3 Feuchteigkeitsgehalt  | -                          | 1,0 | -    | 1,0 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | -           | 0,5 | -    | 0,5                             | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 1079             | 540 | 1121                            | 561 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| RK 3 Feuchteigkeitsgehalt  | -                          | -   | -    | -   | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | -           | -   | -    | -                               | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 1,2              | 1,2 | 1,2                             | 1,2 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| RK 4 Feuchteigkeitsgehalt  | 556                        | 278 | 555  | 278 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 1821        | 455 | 1800 | 450                             | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 463              | 232 | 473                             | 237 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| RK 4 Feuchteigkeitsgehalt  | 1,0                        | -   | 1,0  | -   | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 0,5         | -   | 0,5  | -                               | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 0,8              | -   | 0,8                             | -   | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| Frischwasser   | 230                        | 115 | 193  | 96  | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 402         | 101 | 354  | 88                              | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 201              | 101 | 183                             | 92  | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| Summe Wasser   | 351                        | 175 | 346  | 173 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 638         | 160 | 595  | 149                             | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 346              | 173 | 333                             | 167 | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| Fließmittel  | 3                          | 2   | 2    | 1   | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 11          | 3   | 11   | 3                               | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] | 5                | 3   | 5                               | 3   | [kg] / [kg/m <sup>3</sup> ] |
| Menge  | 2                          | 1   | 2    | 1   | [m <sup>3</sup> ]           | 4           | 1   | 4    | 1                               | [m <sup>3</sup> ]           | 2                | 1   | 2                               | 1   | [m <sup>3</sup> ]           |
| WB-Wert<br>(bez. auf Wassergehalt lt. Chargenprotokoll)                    | 0,52                       |     |      |     | [ ]                         | 0,85        |     |      |                                 | [ ]                         | 0,86             |     |                                 |     | [ ]                         |
| WB-Wert<br>(bez. auf Wassergehalt gemessen)                                | 0,47                       |     |      |     | [ ]                         | 0,87        |     |      |                                 | [ ]                         | 0,89             |     |                                 |     | [ ]                         |
| WB <sub>g</sub> -Wert<br>(bez. auf Wassergehalt gemessen)                  | 0,45                       |     |      |     | [ ]                         | 0,50        |     |      |                                 | [ ]                         | 0,50             |     |                                 |     | [ ]                         |

Abbildung 5 Übersicht der Betonrezepturen im Winterversuch  
Quelle: MPA Hartl, 2023

auf der tragenden Schalung wie unter realen Baustellenbedingungen, wurden allerdings nicht über die gesamte Versuchsdauer beheizt. Auch unter Baustellenbedingungen bleiben Decken gewöhnlich bis zu drei Wochen geschalt und unterstellt.



Abbildung 6 Herstellen der Versuchsbauteile am Gelände der Mischek Systembau mit Kühlcontainern im Hintergrund, 2023  
Quelle: Doka GmbH

## 2.3 Ergebnisse

### 2.3.1 Allgemeine Verweise

Die Ökobilanz heizbarer Schalung für Wände der Festigkeitsklasse C25/30 und für Decken der Festigkeitsklasse C30/37 nach RCC2-Rezeptur fällt trotz unterschiedlicher Rezeptur, Heizintensität und Heizdauer im Grunde gleich aus: Die Heizung mit österreichischem Strommix reduziert die CO<sub>2</sub>-Einsparung um etwa 10 % des GWP eines Standardbetons.

Anders ist dies bei der Rezeptur mit Beigabe von technischem Kohlenstoff (RCC2+). Dem Wandelement wurden 20 kg/m<sup>3</sup> und dem Deckenelement 30 kg/m<sup>3</sup> Kohlenstoff in den Beton beigegeben (Abbildung 5). Für die Wand deswegen weniger, da das prozessoptimierte Ausschalen nach 24 h bei niedrigen Temperaturen ohnehin ein Risikofaktor ist. Dagegen kann das Deckenelement aufgrund der längeren Schalzeit ohne vergleichbares Risiko ein Drittel mehr technischen Kohlenstoff enthalten. Ohne Heizung liegt das Potenzial der CO<sub>2</sub>-Reduktion der RCC2+-Rezepturen gegenüber dem Referenzbeton bei über 60 % für Wände und bei etwa 80 % für Decken. Mit heizbarer Schalung bei winterlichen Temperaturen, liegt das Potenzial der CO<sub>2</sub>-

Reduktion bei den RCC2+-Rezepturen bei 54 % für Wände und bei 67 % für Decken. Die Heizung der Schalung konsumiert also nur noch einen geringen Teil, etwa ein Fünftel der rezepturbedingten CO<sub>2</sub>-Einsparung.

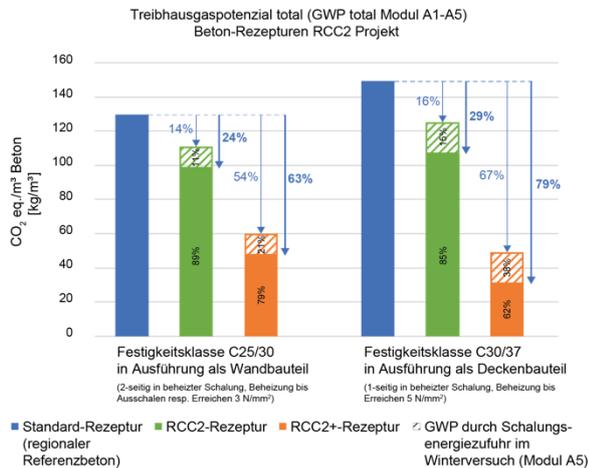


Abbildung 7 Ökobilanzierte CO<sub>2</sub>-Reduktion von Performance-Beton (RCC) mit heizbarer Schalung

Quelle: Eigene Grafik, Romm ZT 2024

Bei der Betrachtung der Prozentwerte der CO<sub>2</sub>-Einsparung ist allerdings zu beachten, dass unterschiedliche Beheizungsziele (Intensität & Dauer) für Wand- und Deckenbauteile abgebildet sind. Ziel war es, ein möglichst breites Spektrum an erforderlicher Zuheizung unter den ungünstigen Witterungsbedingungen abzubilden und somit eine möglichst große Bandbreite erforderlicher Energiezufuhr zu erhalten.

Der CO<sub>2</sub>-Abdruck der strombeheizten Schalung verringert die CO<sub>2</sub>-Reduktion der Betonrezepturen im vorliegenden Winterversuch um ca. 10 % des gesamten „Embedded Carbons“, also des Treibhauspotenzials (GWP) in Relation zum regionalen Referenzbeton. Im vorliegenden Versuch wurde die Bauteilheizung manuell gesteuert. Ein weiteres Optimierungspotenzial besteht darin, die Steuerung der heizbaren Schalung mit dem Sensor für die Betonaushärtung bzw. Betontemperatur direkt zu verknüpfen und so den Energieaufwand für die Heizung zu minimieren. Der Praxisversuch für den Winterfall zeigt, dass in der Metropolregion Wien anhand der Monatsmitteltemperaturen unter 5 °C der letzten Jahrzehnte eine Anwendung beheizter

Schalungen an ca. 40-50 Tagen im Jahr zielführend erscheint.

## 2.4 Schlussfolgerungen

Die Versuche mit innovativer heizbarer Schalung zur Unterstützung der Frühfestigkeitsentwicklung von Performance-Betonen schaffen eine wichtige Perspektive auf einen branchenweiten Einsatz von CO<sub>2</sub>-reduziertem und bilanziell klimaneutralem Beton. Dies bedeutet die Möglichkeit einer Etablierung von Klimaschutzzielen mit Performance-Beton als neuen Stand der Technik ohne Mindestbindemittelgehalt.

## 2.5 Ausblick

Eine heizbare Schalung ist in der Lage, die Hydratation von CO<sub>2</sub>-reduziertem Beton mit geringerer Eigenwärmeentwicklung bei niedrigen Außentemperaturen entscheidend zu unterstützen, um sowohl eine Kompensation der verzögerten Frühfestigkeitsentwicklung zu ermöglichen als auch energieoptimiert den Schutz des jungen Betons bei Temperaturen unter 3 °C gemäß ÖN B 4710-1 bzw. ONR 23339 zu gewährleisten. Motivierend ist dabei die branchenweite Relevanz, unnötige Umweltbelastungen mit wissenschaftlicher Sorgfalt hintan halten zu können und perspektivisch die Heizleistung mit der Monitoringtechnologie der Bauteiltemperatur regeltechnisch verbinden zu können. Insbesondere die klinkerreduzierten Rezepturen mit Beigabe von technischem Kohlenstoff sind auch trotz beheizter Schalung in der Lage, Beton bilanziell klimaneutral zu machen, da die Schalungsheizung nur 10 % des GWP ausmacht. Es muss allerdings dezidiert darauf hingewiesen werden, dass das Forschungsprojekt nicht zur Aufgabe hat, die notwendigen betontechnologischen Untersuchungen für die Beigaben von großen Mengen technischen Kohlenstoffs durchzuführen. Diese Untersuchungen finden derzeit vielerorts bereits statt. Mit der *Ökobilanz heizbarer Schalung für CO<sub>2</sub>-reduzierten Beton* ist jedenfalls das Ziel einer Dekarbonisierung von Beton für die Baupraxis perspektivisch greifbar gemacht [6].

### 3 Leistungsbeschaffung RCC

Planende und ausschreibende Stellen sind wenig vertraut mit der Beschaffung von Beton nach Kriterien der Umweltwirksamkeit. Andererseits gibt die Taxonomieverordnung der EU allen Anlass dazu: Da Unternehmen zumeist den Klimaschutz als „wesentlichen Beitrag“ und alle weiteren EU-Umweltziele im Sinne „keiner erheblichen Beeinträchtigung“ anerkennen, ist die Klimawirksamkeit von Beton am Besten mit GWP-Klassen, wie sie Joachim Juhart von der TU Graz vorschlägt, abgebildet.

#### 3.1 Ausschreibungskriterien RCC

Wie die RCC-Forschung zeigt, ist mit einer starken Diversifizierung von Betonrezepturen zur Erreichung von GWP-Zielen bei gleicher Festigkeits- und Expositionsklasse zu rechnen. Die skizzierten Möglichkeit mit Bindemittelsatzstoffen oder technischem Kohlenstoff sind dabei nur ein kleiner Ausschnitt der verfügbaren Optionen. Die Anwendung neuer klinkerreduzierter Zemente oder die Carbonatisierung von RC-Zuschlägen erweitern das Handlungsfeld der CO<sub>2</sub>-Reduktion von Beton.

Die Hürde unzureichender Berechnungsgrundlagen, die derzeit die einschlägigen Datenbanken zur Verfügung stellen, sowie die aufwendige Erstellung einzelner Umweltproduktdeklarationen für Beton können überwunden werden. Für die Festlegung von Reduktionszielen können GWP-Kataloge wie der der Österreichischen Bautechnik Vereinigung, öbv herangezogen werden. Ganz dem Selbstverständnis als „Österreichs wichtigste neutrale Wissensplattform für alle im Bausektor aktiven Unternehmen“ folgend, stellt die öbv als Ergebnis des im Jänner 2023 abgeschlossenen Forschungsprojekts DECARBONISATION FIRST unter dem

Arbeitskreis „Öko-Daten“ einen solchen GWP-Katalog öffentlich zur Verfügung.

Bezieht man die im RCC2-Programm untersuchten Rezepturen auf den GWP-Katalog der öbv, betragen die CO<sub>2</sub>-Reduktionen für C25/30 nunmehr 40 % bzw. 70 % nach Beigabe von technischem Kohlenstoff, im Falle des C30/37 sogar 42 % bzw. 83 %. Diese Relationen sind für Ausschreibungszielwerte von Bedeutung und sollten nicht als absolute Zahlen verstanden werden. So wird im Zuge des Aktionsplans nachhaltige Beschaffung, naBe in Bezug auf den GWP-Katalog der öbv eine CO<sub>2</sub>-Reduktion von 25 % für das öffentliche Bauen des Bundes mit Beton diskutiert. Zuschlagskriterien die auf die Umweltwirksamkeit abzielen, sind für die öffentliche Vergabe ebenfalls möglich.

Für die Beschaffung von RCC erarbeiten wir derzeit Ausschreibungsbeilagen, die Vorgabe zu Reduktionszielen zum Inhalt haben. In der aktuellen Ausschreibung für ein Bauvorhaben mit 120 Wohnungen des gemeinnützigen Bauträgers der WBV GPA definieren Reduktionsziele und geben Anleitung zu möglichen Ausführungsvarianten. Grundsätzlich soll es aber dem Bauunternehmen offen stehen, wie diese Ziele für die CO<sub>2</sub>-Reduktion der Primärkonstruktion umgesetzt werden. Das GWP von Beton wird zur Planungsgröße, die in der Ausführung in verschiedenen zulässigen Varianten umgesetzt werden kann (Abbildung 8).

#### 3.2 Qualitätssicherung RCC

Die Erreichung der Planungsziele für die CO<sub>2</sub>-Reduktion von Beton auf der Baustelle erfordert einen qualitätsgesicherten Prozess in der Ausführung. Eine Qualitätssicherung über einen digitalen Lieferchein, der über die Laborprüfung zertifiziert

AW letzte 2 OGs Hochlochziegel

Decke (ab Decke über EG) & Wände (ab EG) RCC 45% (C20/25) bzw. 48% (C30/37)



AW letzte 2 OGs Hochlochziegel

2/5 der Wände ab 2.OG als Hohlwände mit Füllung RCC 45%

restl. Wände ab EG aus RCC 45% (C20/25) bzw. 48% (C30/37)

Decken ab Decke über EG als Elementdecken 6cm Standardbeton mit Aufbeton RCC 45% (C20/25) bzw. 48% (C30/37)



**Abbildung 8 Ausschreibungsbeilage zu Ausführungsvarianten für die Vorgabe eines GWP-Reduktionsziel für die Primärkonstruktion aus Beton mit Bezug auf den GWP-Katalog der öbv.**

Quelle: Eigene Grafik, Romm ZT 2024, Architektur: POS architekten ZT gmbh, Bauträger: WBV GPA

werden kann, ist hier vorstellbar. Dazu führen wir aktuell das Forschungsprojekt *Digital Product Passport for Carbon-Reduced Concrete* gemeinsam mit dem Verein zur Förderung der selbstständigen Nutzung von Daten (*OwnYourData*) und Akteuren des Instituts für Informatik der TU Wien durch. Dabei gehen wir von einer Dynamisierung der Erstellung von EPDs (Environmental products declarations) über zertifizierte Software aus, die der Betonhersteller für individuelle Rezepturen verwenden darf. Dies kann unter dem Monitoring eines Audits geschehen und als digital gesicherter Prozess in die Ausführungsdokumentation eingebettet sein.

#### 4 Zusammenfassung

Die Handlungsfelder zur Verbesserung der Umweltwirksamkeit von Beton sind vielfältig. Voraussetzung ist die Diversifizierung von klimagerechten Betonrezepturen. Ressourcenschonende Strategien müssen die Regel werden. Performance-Beton erfordert mehr Aufmerksamkeit auf der Baustelle. Regeltechnisch gesteuerte Heizschalung und Labortechnik sind wichtige Komponenten zur Dekarbonisierung von Beton. Am Ende steht die Vision der gebauten Umwelt als CO<sub>2</sub>-Senke, wo Beton vom Problem zum Teil der Lösung für klimaregeneratives Bauen wird.

#### 5 Literatur

- [1] Achatz, A., Margelik, E., Romm, T., Kasper, T., Jäger, D.: *Kreislaufbauwirtschaft*, Reports, Band 0757, Umweltbundesamt, Wien, 2021
- [2] Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie: *Die Bestandsaufnahme der Abfallwirtschaft in Österreich, Statusbericht 2023 für das Referenzjahr 2021*, BMK, Wien, 2023
- [3] Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie: *Ressourcennutzung in Österreich 2020*, BMK, Wien, 2020
- [4] Romm, T., Kasper, T.: *Ökoeffizientes Bauen mit Ressourcen vor Ort*. In A. Hillebrandt, P. Riegler-Floors, A. Rosen, & J.-K. Seggewies (Eds.), *Atlas Recycling – Gebäude als Materialresource* (pp. 36–39). München, 2018
- [5] Romm, T., Summhammer, N., Belazzi, T., Härtl, M., Horvath, J., Größ, E., ... Zeiler, H.-J.: *Implementierung von CO<sub>2</sub>-reduzierten Betonen auf der Baustelle: RCC-Reduced Carbon Concrete*. BMK, Wien, 2021
- [6] Romm, T., Flaszynska, J., Kopp, M.: *Reduced Carbon Concrete 2 (RCC2), Ökobilanz heizbarer Schalung für CO<sub>2</sub>-reduzierte Betone*. Stadt Wien MA 20, Wien, 2023
- [7] Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie: *Österreich auf dem Weg zu einer nachhaltigen und zirkulären Gesellschaft, Die österreichische Kreislaufwirtschaftsstrategie*, Wien, 2022

# Das Potenzial rezyklierter Gesteinskörnung aus Beton

Dipl.-Ing. Johannes Hron,

*Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur Wien, Österreich*

Assoc. Prof. Dipl.-Ing. MMMag. Dr. Klaus Voit

*Institut für Angewandte Geologie, Universität für Bodenkultur Wien, Österreich*

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.phil. Dr.techn. Konrad Bergmeister MSc. Ph.D.

*Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur Wien, Österreich*

## KURZFASSUNG:

Der hohe Ressourcenverbrauch und die großen CO<sub>2</sub>-Emissionen der Bauindustrie bilden zunehmend eine Herausforderung im Hinblick auf eine nachhaltige Zukunft. Recycling von Bauabbruchmassen kann dabei einen wesentlichen Beitrag hinsichtlich der Ressourcenschonung leisten. Wird im Zuge der Aufbereitung außerdem eine Zwangskarbonatisierung des aufbereiteten Altbetons durchgeführt, kann darüber hinaus dem Aspekt der Klimaschonung Rechnung getragen werden. Das FFG ÖBV Forschungsprojekt „Upcycling von Fahrbahnplatten mit CO<sub>2</sub>-Speicherung“ untersucht die Anwendbarkeit von hochwertigen Betonabbruchmassen zur Herstellung von neuen hochqualitativen Betonbauteilen. Die vorläufigen Untersuchungen zeigen bekannte Probleme bei der Verarbeitbarkeit des aus RC-Körnung hergestellten Betons auf, welche aber bei entsprechender Aufbereitung und Optimierung der Rezeptur beherrschbar sind und vielversprechende Ergebnisse im Hinblick auf die mechanischen Eigenschaften der hergestellten Betone liefern.

## 1 Einleitung

Klima- und Ressourcenschonung stehen derzeit im Fokus gesellschaftlicher und politischer Bemühungen, um die Lebensqualität auf unserem Planeten für zukünftige Generationen zu sichern. Diesbezüglich spielt die Wiederverwertung von Baurestmassen – v.a. aufgrund der im Bauwesen großen verwendeten Volumina – eine zentrale Rolle. Dieser Umstand bildet sich nicht zuletzt auf EU-Ebene in der EU-Taxonomie [1] durch die Umweltziele „Klimaschutz“ und „Übergang zu einer Kreislaufwirtschaft“ ab, sondern auch auf nationaler Ebene. Mit Jahresbeginn 2024 dürfen in Österreich nicht verunreinigte Baurestmassen, wie Beton, Asphalt, Straßenaufbruch oder Gleisschotter, gemäß §7 Depo-nieverordnung [2] nicht mehr deponiert werden. Im Jahr 2022 wurde von den insgesamt angefallenen 11,6 Mio. t an mineralischen Bau- und Abbruchab-fällen noch ca. 1 Mio. t deponiert, diese müssen nun ebenfalls einer Verwertung zugeführt werden [3]. Die Art der Verwertung bzw. dessen Verwertungs-qualität (Upcycling, Recycling oder Downcycling) ist dabei (noch) nicht geregelt, vgl. [4]. Ziel sollte es

jedoch sein, die Wertigkeit des Ausgangsmaterials bestmöglich zu erhalten (Recycling), wenn nicht sogar zu steigern (Upcycling).

Hinsichtlich des Baustoffes Beton setzt hier das 2023 gestartete Forschungsprojekt von ÖBV und FFG „Upcycling von Fahrbahnplatten mit CO<sub>2</sub>-Speicherung“ [5] an. Neben einer hochwertigen Wiederverwertung von Betonfertigteilen aus dem Infrastrukturbau (idealerweise Fertigteil zu Fertigteil) soll der Altbeton im Zuge des Aufbereitungsverfahrens mittels Zwangskarbonatisierung auch als CO<sub>2</sub>-Senke dienen [6]. Die bisherigen Forschungsergebnisse zeigen, dass rezyklierte Gesteinskörnung aus hochwertigem Altbeton grundsätzlich zur Herstellung hochwertiger RC-Betone eingesetzt werden kann und die Zwangskarbonatisierung – neben dem positiven Klimaaspekt der CO<sub>2</sub>-Bindung – zusätzlich einen positiven Einfluss auf die physikalischen Eigenschaften der RC-Gesteinskörnung und damit auf den herzustellenden RC-Beton hat.

## 2 Herausforderungen bei der Verwendung von RC-Material

Die Qualität des zu verwertenden RC-Materials hängt neben dem Materialursprung (Art und Qualität des Altbetons) v.a. auch von den angewendeten Aufbereitungsmethoden ab. Für eine möglichst hochwertige Verwendung des RC-Betons ist der Einsatz geeigneter Aufbereitungs- und Veredelungsverfahren (insbesondere Waschen und gegebenenfalls eine Zwangskarbonatisierung der Gesteinskörnung) notwendig, um die Qualität der aus dem Altbeton hergestellten Gesteinskörnungen zu optimieren [6]. Diese wirken sich direkt auf die geometrischen (Kornform, Korngrößenverteilung, Feinanteil) sowie mechanischen Eigenschaften (Kornfestigkeit) aus. Zusätzlich kommt es während eines Waschvorganges auch zum Abscheiden von diversen Störstoffen, wodurch auch die chemischen Eigenschaften der RC-Gesteinskörnung verbessert werden können.

In der Praxis stellt die mitunter vorliegende Heterogenität des Altbetons aus Baurestmassen eine große Herausforderung dar [7]. Im Idealfall erfolgt der Rückbau derart, dass möglichst sortenreiner Betonbruch vorliegt, d.h. unter Anwendung von ÖNORM B 3151 [8] gemäß Recyclingbaustoffverordnung [9]. Im Falle der beim o.a. Forschungsprojekt betrachteten Fertigbetonteile (Großflächenplatten, Betontröge und dgl.) lässt sich ein sortenreiner Rückbau leicht bewerkstelligen und eine Verunreinigung mit Störstoffen, wie beispielsweise Ziegel oder Gips, kann geringgehalten werden [6].



Was bleibt sind die betr. RC-Gesteinskörnung bekannten Herausforderungen des Saugens und der Kornfestigkeit, die auf den Zementstein in der RC-Gesteinskörnung zurückzuführen sind. Die Kornfestigkeit ist dabei maßgeblich von der Zementsteinfestigkeit des Altbetons abhängig. Die im Vergleich zu klassischer Gesteinskörnung hohe Porosität des Zementsteins bedingt ein Saugen der Gesteinskörnung, was sich beim Frischbeton im Zuge des Mischprozesses direkt auf die Frischbetonkonsistenz sowie das Verhältnis Wasser zu Bindemittel (w/b-Wert) auswirkt. Der Wasserverlust im Frischbeton an eine nicht gesättigte RC-Gesteinskörnung führt zu einer Abnahme der Konsistenz bzw. Verschlechterung der Verdichtbarkeit, durch den Entzug von Wasser aus der Zementleimlösung wird außerdem der Kontakt Altbeton zu neuem Zementstein verändert. Sowohl die Kornfestigkeit als auch das Saugverhalten der RC-Gesteinskörnung können im Zuge des Aufbereitungsprozesses, v.a. durch eine Zwangskarbonatisierung des Altbetons (vgl. Abschnitt 4), verbessert werden [6].

## 3 Eigenschaften von RC-Material und RC-Beton aus hochwertigem Fertigteilbeton

### 3.1 Allgemeines

Im Forschungsprojekt „Upcycling von Fahrbahnplatten mit CO<sub>2</sub>-Speicherung“ wurden die oben angeführten Fragestellungen an hochwertigem Fertigteilbeton aus dem Infrastrukturbau betrachtet [6]. Die untersuchten Betone zeigten eine Betondruckfestigkeit zwischen ca. 50 und 70 N/mm<sup>2</sup> sowie ein



Abbildung 1 links: Kettenbagger mit Pulverisierer (Knabber) zur Vorzerkleinerung der Betonteile; rechts: Wasch- und Siebanlage zur Nassaufbereitung der gebrochenen RC-Gesteinskörnung

dichtes Betongefüge mit silikatischer und karbonatischer Kantkorn-Gesteinskörnung. Die Karbonatisierungstiefe war auch bei älteren Bauteilen (Alter bis ca. 15 Jahre) mit max. wenigen Millimetern sehr gering, wodurch aus chemisch-mineralogischer Sicht auf ein hohes Karbonisierungspotenzial geschlossen werden kann, vgl. Abschnitt 4. Der Chloridgehalt war lediglich im oberflächennahen Bereich der Großflächenplatten geringfügig überhöht. Der Altbeton wurde anschließend nach Vorzerkleinerung mittels Baggermeißel bzw. Knabber zu einer Gesteinskörnung aufbereitet (sowohl trocken via Backenbrecher bzw. Prallbrecher und Siebturm, als auch nass via Prallbrecher und Waschvorgang im Zuge der Siebung), siehe auch Abbildung 1.

### 3.2 RC-Gesteinskörnung

Was die Korngrößenverteilung betrifft, so lagen die im Zuge des Brechvorganges erhaltenen Sieblinien grundsätzlich im günstigen Bereich bzw. zeigten sich die hergestellten Gesteinskörnungen vergleichsweise feinteilarm, was der hohen Betonqualität (vergleichsweise hohe Festigkeit des Zementsteins) des Ausgangsmaterials geschuldet ist. Der Anteil an Zement- bzw. Mörtelstein betrug im Falle der Großflächenplatten etwa 65 M.-%. Die Kornrohichte für die Kornklasse 4/8 mm mittels Backenbrecher trocken aufbereitet von 2,46 Mg/m<sup>3</sup> bzw. im Falle der Nassaufbereitung von 2,39 Mg/m<sup>3</sup>, nach Durchführung einer Zwangskarbonatisierung (vgl. Abschnitt 4) steigerte sich die Rohdichte auf 2,55 Mg/m<sup>3</sup>.

Die Kornform wurde sehr stark von der Art des Brechers beeinflusst: während unter Verwendung des Backenbrechers lediglich eine Shape Index-Klasse SI von SI<sub>55</sub> für die Kornklassen 4/8 bzw. SI<sub>40</sub> für 8/16 mm erreicht werden konnte, lag der Shape Index bei Verwendung des Prallbrechers für die Kornklassen 4/8, 8/16 und 16/32 mm bei SI<sub>15</sub>. Eine Verunreinigung (vornehmlich durch Ziegel) war lediglich zu Beginn der großtechnischen Aufbereitung zu beobachten, was auf eine anfängliche Verunreinigung in der großtechnischen Aufbereitungsanlage zurückzuführen ist.

Die Wasseraufnahme zeigte für die Trocken- und Nassaufbereitung ein 10-Minuten-Saugen von 5 bis knapp 7 % im Falle der feineren Anteile (0/4 mm),

für die gröberen Kornklassen zwischen knapp 2 und ca. 6 %. Die 24-Stunden-Wasseraufnahme war für die Kornfraktion 0/4 mm geringfügig höher (ca. 0,3 bis 1,0 %P), für die gröberen Kornklassen deutlich höher mit einer Steigerung um bis zu knapp 2 %P auf max. 6,3 % für die Kornklasse 2/4 mm aus der Trockenaufbereitung. Durch eine zusätzliche Zwangskarbonatisierung konnte das 10-Minuten-Saugen für die gröberen Kornfraktionen auf 2,6 bis 3,2 %, im Falle des 24-Stunden-Saugens auf 3,3 bis 3,9 % abgesenkt werden.

Der Widerstand gegenüber Schlag-Abrieb-Bearbeitung (ermittelt via Los-Angeles-Trommel-mühle) erreichte für die RC-Gesteinskörnung (aus Großflächenplatten (GFP) der Wiener Linien) aus der Trockenaufbereitung einen LA-Wert von 28,4 bzw. 32,4, aus der Nassaufbereitung einen Wert von 25,8. Bei zusätzlicher Zwangskarbonatisierung des Materials aus der Nassaufbereitung (vgl. Abschnitt 4) verringerte sich der LA-Wert geringfügig auf 25,1 (siehe Abbildung 2).

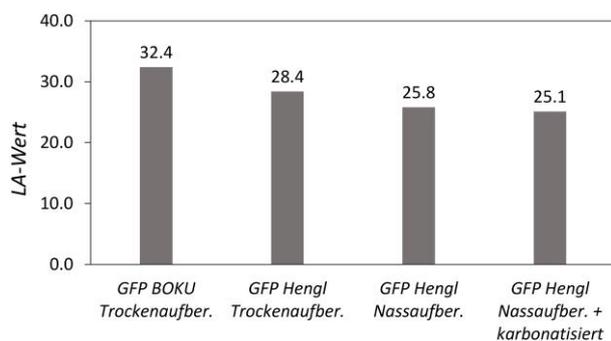


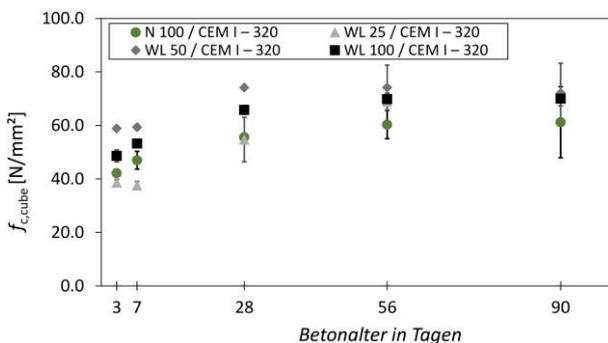
Abbildung 2 LA-Werte verschieden aufbereiteter RC-Gesteinskörnung (vgl. [6])

### 3.3 RC-Beton

Zur Entwicklung geeigneter Mischungsrezepturen sowie zur Erfassung der Frisch- und Festbetoneigenschaften von Beton mit RC-Gesteinskörnung aus Großflächenplatten wurden zahlreiche Mischungsrezepturen mit unterschiedlichen Zementarten und unterschiedlichem Anteil an RC-Gesteinskörnung hergestellt (Mischung bzw. Ersatzraten der natürlichen Gesteinskörnung (N) mit Recyclinggesteinskörnung aus Großflächenplatten (GFP) der Wiener Linien (WL)) und deren Frisch- und Festbetoneigenschaften bestimmt, vgl. [6].

Betreffend die Frischbetoneigenschaften wurde erwartungsgemäß festgestellt, dass die Porosität der RC-Gesteinskörnung ein starkes Saugen des Anmachwassers verursachte, wodurch die Konsistenz deutlich verringert wurde bzw. eine längere Konsistenzhaltung und damit eine ordnungsgemäße Verdichtung nahezu unmöglich machte. Deshalb wurde die Gesteinskörnung mit einem Teil des Anmachwassers (zumeist dem Anteil des 10-Minuten Saugens) vorgegast, anschließend Bindemittel sowie restliches Wasser inkl. speziell auf RC-Gesteinskörnung abgestimmte Zusatzmittel zugefügt, wodurch diese Problematik verringert werden konnte.

Abbildung 3 zeigt beispielhaft die Entwicklung der Betondruckfestigkeit für unterschiedliche Anteile an RC-Gesteinskörnung (0 bis 100 %) bei Verwendung von 320 kg Zement bei einem w/b-Wert von 0,5.



**Abbildung 3** Entwicklung der Betondruckfestigkeit von RC-Betonen mit unterschiedlichem RC-Anteil (0-100 %) mit CEM I Zement (Daten aus [10])

Die ermittelten Spaltzugfestigkeiten der o.a. Mischungen liegen zwischen 3,9 und 5,0 N/mm<sup>2</sup>, wobei die Spaltzugfestigkeit mit zunehmendem Recyclinganteil tendenziell ansteigt. Der E-Modul (ermittelt an Zylindern mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Länge von 200 mm) der entsprechenden Mischungen beträgt zwischen 31,9 und 35,8 MN/mm<sup>2</sup>, wobei eine Zunahme des RC-Anteils eine Abminderung des E-Moduls mit sich bringt. Die Bruchenergie (ermittelt gemäß Keilspaltmethode; statische Prüfdurchführung nach ÖNORM B 3592 [11]) wiederum belief sich zwischen 93 und 262 N/m, wobei geringere Recyclinganteile eine tendenziell höhere Bruchenergie aufwiesen.

Mittels Betonmikroskopie wurde außerdem die Betonstruktur der RC-Betone an Dünnschliffen im Durchlicht untersucht. An den Dünnschliffen konnte die RC-Gesteinskörnung (alte Gesteinskörnung plus alter Zementstein) optisch deutlich vom jungen Beton unterschieden werden. Der junge Beton bzw. Zementstein wies hierbei im Vergleich zum Altbeton einen deutlich höheren W/B-Wert auf, was sich negativ auf dessen Festigkeit und Dauerhaftigkeit auswirkt. Des Weiteren zeigten sich teilweise Verbundstörungen in Kontaktzonen des alten Betons zum neuen Zementstein (Saum um RC-Körner deuten auf erhöhte Porosität hin), Mikrorisse in der RC-Gesteinskörnung (durch die Aufbereitung), z.T. Schwindrisse im neuen RC-Beton (plastische und spröde Risse) sowie z.T. Portlandit-Kristallisation in den Rissen als Hinweis auf zu viel Wasser bzw. schlechte Wasserverteilung beim Anmischen, was auf ein unkontrolliertes Saugen der RC-Gesteinskörnung zurückzuführen ist [6].

## 4 Optimierung der Eigenschaften von RC-Gesteinskörnung durch Zwangskarbonatisierung

### 4.1 Allgemein

Im vorliegenden Forschungsprojekt wird neben der generellen Untersuchung der Anwendbarkeit von rezyklierter Gesteinskörnung für hochqualitativen Konstruktionsbeton auch die Anwendung und Auswirkungen einer CO<sub>2</sub>-Beaufschlagung im Zementstein des Rezyklat untersucht. Die Möglichkeit der CO<sub>2</sub>-Bindung in rezyklierter Gesteinskörnung entstammt dem Umstand, dass am Ende der Lebensdauer von Betonbauteilen oft große Massenanteile der Betonstruktur noch keiner natürlichen Karbonatisierung unterlegen sind. Durch die Diffusion von CO<sub>2</sub> aus der Umgebung in den Zementstein der Betonstruktur kommt es (unter entsprechenden Expositionen) zur Umwandlung des im Zementstein vorhandenen kristallinen Portlandits (Ca(OH)<sub>2</sub>) zu Kalkstein (CaCO<sub>3</sub>). Der Prozess der natürlichen Karbonatisierung nimmt mit der Zeit stark ab und ist neben der verwendeten Zementart und -menge insbesondere von den Umgebungsbedingungen und der Betonqualität abhängig. Neben der Diffusionsmöglichkeit für das gasförmige CO<sub>2</sub> ist für den Ablauf der Karbonatisierungsreaktion frei verfügbares Porenwasser erforderlich. Dies bedeutet, dass in

komplett trockenem sowie komplett wassergesättigtem Beton keine bzw. lediglich eine verzögerte Karbonatisierung ablaufen kann [12],[13].

## 4.2 Methodik

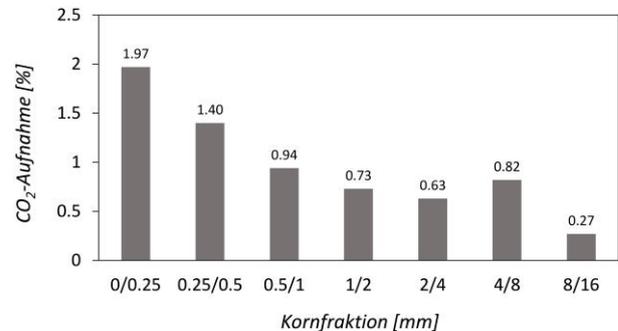
Zur Bestimmung der CO<sub>2</sub>-Speicherkapazität wurde eine eigens gebaute Versuchsanlage im Labormaßstab aufgebaut, mit welcher bis zu 30 kg rezyklierte Gesteinskörnung pro Durchgang mit CO<sub>2</sub> beaufschlagt werden können. Dabei handelt es sich um einen Reaktionsbehälter, in welchen das Rezyklat in mehreren Schichten eingebracht wird und (während des Versuchs) von unten nach oben mit CO<sub>2</sub> durchströmt wird. Die Versuchsbedingungen wie CO<sub>2</sub>-Konzentration, Temperatur, relative Luftfeuchte und Gasdurchfluss werden dabei kontinuierlich aufgezeichnet und dienen in weiterer Folge der Berechnung der erzielten CO<sub>2</sub>-Speicherung. Zusätzlich wird der Massenzuwachs nach erfolgter Karbonatisierung über eine Wägung bestimmt. Für weitere Informationen siehe [14].

Zur Vorbereitung der Karbonatisierungsversuche wurde die aufbereitete RC-Körnung in die Fraktionen 0/0,25; 0,25/0,5; 0,5/1; 1/2; 2/4; 4/8; und 8/16 mm aufgesiebt und folgend an jeder Fraktion die Versuche zur CO<sub>2</sub>-Speicherung durchgeführt. Zur Bestimmung der Speicherkapazität wurde die Versuchsdauer zwischen 4 und 24 h variiert, wobei sich insbesondere bei den feinen Fraktionen schon nach wenigen Stunden eine beginnende Sättigung abzeichnete.

## 4.3 Erzielte CO<sub>2</sub>-Speicherung und Auswirkung auf Eigenschaften der RC-Körnung

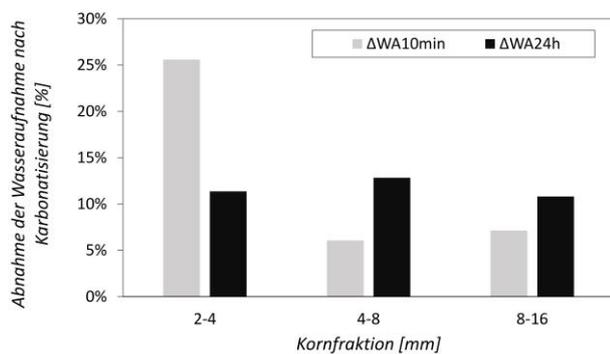
Die Größenordnung der erzielbaren CO<sub>2</sub>-Speicherung ist in Abbildung 4 dargestellt. Es zeigt sich ein starker Einfluss der Korngröße auf die Dauer und Größe des am Ende der Beaufschlagungsdauer erreichten Massenzuwachses. An der feinsten untersuchten Kornfraktion (0/0,25 mm) konnte bereits nach 4 Stunden Beaufschlagungsdauer eine CO<sub>2</sub>-Speicherung von ca. 2 % in Bezug auf die Trockenmasse des Ausgangsmaterials erreicht werden. Dem gegenüber stehen relativ geringe Massenzuwächse bei den groben Fraktionen, die bei der Fraktion 8/16 mm im Mittel nur mehr 0,27 % betragen (siehe Abbildung 4). Dies lässt sich einerseits durch die größere reaktive Oberfläche bei den feinen Kornfraktionen erklären und andererseits durch den

Umstand, dass sich der Zementstein im Zuge der Aufbereitung in den feineren Fraktionen anreichert, wobei die gröberen Fraktionen tendenziell von natürlicher Gesteinskörnung geprägt sind.



**Abbildung 4** Erreichte CO<sub>2</sub>-Speicherungen nach Zwangskarbonatisierung an unterschiedlichen Kornfraktionen (Prozent in Bezug auf die Trockenmasse des Ausgangsmaterials)

Neben den in den vorangegangenen Abschnitten bereits beschriebenen Auswirkungen auf die Eigenschaften der rezyklierten Gesteinskörnung (z.B. der Zunahme der Kornrohichte um im Mittel ca. 5 % sowie der leicht verbesserten Eigenschaften im Hinblick auf den Widerstand gegen Zertrümmerung) soll hier nochmal die deutliche Verbesserung betreffend das Saugverhalten der RC-Körnung hervorgehoben werden. Abbildung 5 zeigt für drei Kornfraktionen rezyklierte und zusätzlich 24 h karbonatisierter RC-Körnung die Reduktion der Wasseraufnahme nach 10 min und 24 h im Vergleich zu nicht karbonatisierter RC-Gesteinskörnung. So beträgt die Verringerung der Wasseraufnahme nach 10 min bei der Fraktion 2/4 mm über 25 % und auch bei den gröberen Fraktionen kann zumindest in Bezug auf die 24 h Wasseraufnahme eine Reduktion von über 10 % erreicht werden. Dies sind vielversprechende Ergebnisse, um die beschriebenen Schwierigkeiten im Zuge der Frischbetonherstellung beherrschbarer zu machen und um auch im Hinblick auf einen verringerten Bedarf an Betonzusatzmitteln einen weiteren ökologischen Vorteil bringen.



**Abbildung 5** Reduktion der Wasseraufnahme rezyklierter Gesteinskörnung nach Zwangskarbonatisierung in %

## 5 Erkenntnisse und Ausblick

Im Zuge des Forschungsprojekts „Upcycling von Fahrbahnplatten mit CO<sub>2</sub>-Speicherung“ konnten bis zum jetzigen Zeitpunkt unter anderem folgende Erkenntnisse gewonnen werden (vgl. auch [6]):

- Die in der Aufbereitung verwendete Brecherart ist entscheidend für Kornform und Korngrößenverteilung der RC-Gesteinskörnung. Eine dem Backenbrecher nachgeschaltete Aufbereitung mittels Prallmühle hat sich dabei als vorteilig erwiesen.
- Eine Nassaufbereitung führt zu deutlich besseren Gesteinskörnungseigenschaften, ist jedoch mit einem höheren Wasser- und Energiebedarf verbunden und darüber hinaus fallen im Waschprozess Feinteile an, welche schwer in den Kreislauf rückzuführen sind.
- Die Druckfestigkeiten von emissionsarmen CEM II/C Zementen entwickeln sich langsamer im Vergleich zu herkömmlichen Zementen (CEM I). Für eine Bewertung soll daher neben der 28 d-Festigkeit auch die 56 d- bzw. 90 d-Festigkeit herangezogen werden.
- Eine Zwangskarbonatisierung der rezyklierten Gesteinskörnung führt neben einer Steigerung der Kornrohichte und Erhöhung der Kornfestigkeit zu einer signifikanten Reduktion der Wasseraufnahme.

Im zweiten Forschungsjahr soll der Schwerpunkt auf der Versuchsverdichtung im Hinblick auf die mechanischen Eigenschaften verschiedener Betonrezepturen mit unterschiedlichen Zementarten und RC-Anteilen (bis 100 %) liegen und ein

besonderes Augenmerk auf dauerhaftigkeitsrelevante Parameter gelegt werden, um die Anwendbarkeit dieser ressourcen- und klimaschonenden Betonrezepturen für hochwertige Betonfertigteile weiter zu untersuchen.

## 6 Literatur

- [1] VERORDNUNG (EU) 2020/852 DES EUROPÄISCHEN PARLAMENTS UND DES RATES vom 18. Juni 2020 über die Einrichtung eines Rahmens zur Erleichterung nachhaltiger Investitionen und zur Änderung der Verordnung (EU) 2019/2088 – EU Taxonomie Verordnung.
- [2] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (2008) Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft über Deponien Deponieverordnung 2008 - DVO 2008 – BGBl. II Nr. 39/2008.
- [3] Bernhardt, A. et al. (2024) Die Bestandsaufnahme der Abfallwirtschaft in Österreich – Statusbericht 2024 für das Referenzjahr 2022.
- [4] Glock, C. et al. (2024) Klima- und ressourcenschonendes Bauen mit Beton – mit Urban Mining zum kreislauffähigen Betonbau in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] Betonkalender 2024. Wiley.
- [5] FFG Projektdatenbank (13.06.2024) *Upcycling&CO<sub>2</sub>storage* [online]. <https://projekte.ffg.at/projekt/4685648/pdf>.
- [6] Österreichische Bautechnik Vereinigung ÖBV (2024) Upcycling von Fahrbahnplatten mit CO<sub>2</sub>-Speicherung – Partnerbericht 1. Forschungsjahr.
- [7] Österreichische Bautechnik Vereinigung (April 2022) Ökologisierung & Nachhaltigkeit im Bauwesen – Sachstand.
- [8] ÖNORM B 3151 (15.05.2022) Rückbau von Bauwerken als Standardabbruchmethode. Wien: Austrian Standards Institute.
- [9] Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft über die Pflichten bei Bau- oder Abbruchtätigkeiten, die Trennung und die Behandlung von bei Bau- oder Abbruchtätigkeiten anfallenden Abfällen, die Herstellung und

das Abfallende von Recycling-Baustoffen (Recycling-Baustoffverordnung - RBV) – BGBl. II Nr. 181/2015.

- [10] Pohl, H.; Troll, P. (2023) Frisch- und Festbetoneigenschaften von Recyclingbeton aus hochfestem Altbeton [Masterarbeit]. Universität für Bodenkultur Wien.
- [11] ÖNORM B 3592 (01.09.2011) Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen – Keilspaltmethode. Wien: Austrian Standards Institute.
- [12] Hainer, S. (2015) Karbonatisierungsverhalten von Betonen unter Einbeziehung klinkerreduzierter Zusammensetzungen: ein Modell zur Abschätzung des Karbonatisierungsfortschrittes [Dissertation]. Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt.
- [13] Stark, J.; Wicht, B. (2013) Dauerhaftigkeit von Beton. 2. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg; Imprint: Springer Vieweg.
- [14] Hron, J. et al. (2024) Methoden zur Abschätzung des CO<sub>2</sub>-Speicherpotenzials rezyklierter Gesteinskörnung in: Beton- und Stahlbetonbau.  
<https://doi.org/10.1002/best.202300097>



# Umnutzung des Felix Platter-Spitals – Transformation eines Baudenkmals

Andreas Gianoli, Matthias Kunze  
*Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure AG, Schweiz*

## KURZFASSUNG:

Das denkmalgeschützte Gebäude des ehemaligen Felix Platter-Spitals in Basel wurde in einen gemeinschaftsorientierten Wohnungsbau umgenutzt. In der Projektierung und Realisierung verfolgten die Planenden das im Wettbewerb erarbeitete Konzept konsequent weiter, den bestehenden Stahlbetonbau in seiner Erscheinung und Tragstruktur zu erhalten. Dieser Zielstellung folgte auch die Tragwerksplanung mittels Übernahme der vorhandenen Tragachsen und Beschränkung der Auf- und Nutzlasten auf die ursprünglichen Werte. Als wesentliche Veränderungen des Bestands wurden ein neues doppelstöckiges Foyer sowie eine kaskadenartige Treppe ausgeführt. Geschickt konnten neue Treppenhäuser und zusätzlichen Wandscheiben für die Erdbebenverstärkung aktiviert werden. Notwendige Brandschutzertüchtigungen konnten durch vertiefte rechnerische Untersuchungen auf Teilbereiche reduziert werden. Abfangscheiben und Sichtbetonstützen bilden das neue Tragwerk des zweigeschossigen Foyers, das mittels temporärer Sprießtürme realisiert wurde. Eine überzeugende interdisziplinäre Kooperation legte den Grundstein für die erfolgreiche Transformation eines Baudenkmals als vorbildhaftes Modellprojekt der Ressourcenschonung.

## 1 Einleitung

Das ehemalige Felix Platter-Spital im Norden von Basel wurde 1962-1967 erbaut. Das identitätsstiftende Gebäude wird aufgrund seiner markanten Gestalt von der Nachbarschaft als «Schiff» bezeichnet. Aus Kostengründen wurde eine bauliche und betriebliche Modernisierung des Spitals verworfen, stattdessen ein neues Geriatriespital auf dem Areal errichtet. Dank einer breiten öffentlichen Diskussion und der Absicht der Genossenschaft wohnen & mehr, den bestehenden Spitalbau zum Wohnbau umzunutzen, konnte der Erhalt und Schutz des Baudenkmals gesichert werden. Begleitende Studien zeigten den guten Zustand des Bestands und die Möglichkeit für dessen energetische und statische Ertüchtigung auf. Ein Architekturwettbewerb bildete schließlich die Basis für eine Umnutzung des Gebäudes in ein «Miteinanderhaus».



Abbildung 1 Außenansicht Südseite (© Ariel Huber)

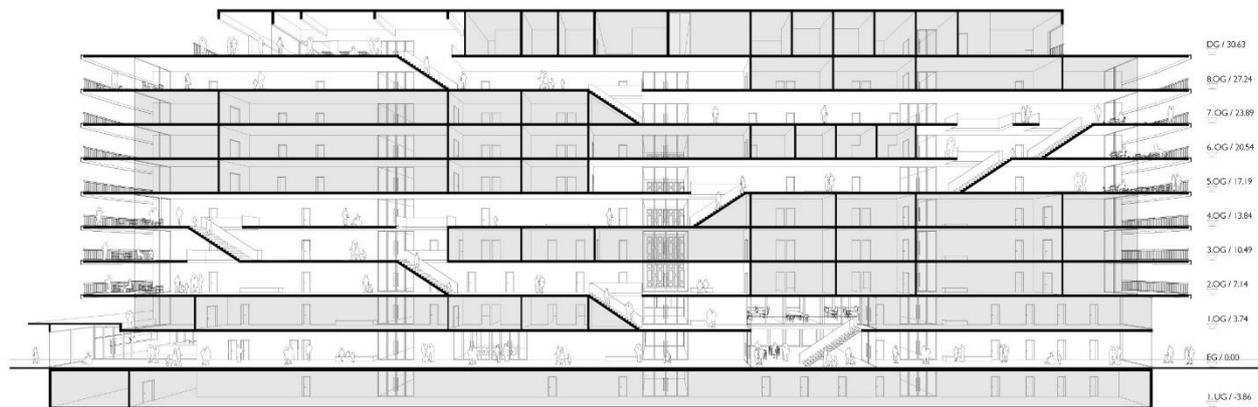


Abbildung 2 Räumlicher Schnitt mit Organisation der Erschließungsflore über Kaskadentreppe (© MSA / Rapp)

## 2 Architektur

### 2.1 Bestandsituation

Der nach Plänen der Architekten Fritz Rickenbacher und Walter Baumann erstellte Bau mit den Hauptabmessungen 100m x 20m x 35 m (LxBxH) gilt aufgrund seiner gestalterischen und typologischen Eigenschaften als ein herausragendes Beispiel der Nachkriegsmoderne. Das Gebäude besteht aus einem großflächigen Erdgeschoss, welches ein- bis zweigeschossig unterkellert ist. Im zentralen Teil befindet sich der 35m hohe Hauptbau mit acht Obergeschossen und einem teilweise rückversetzten Dachgeschoss. Auf den kurzen Seiten kragen Balkonplatten aus. Die filigranen Betonelemente der Fassade verleihen dem Gebäude das auffällige äußere Erscheinungsbild.

### 2.2 Umnutzungskonzept

Ziel des erfolgreichen Wettbewerbsentwurfs des Teams um Müller Sigrist Architekten / Rapp Architekten war, das bestehende Baudenkmal in seiner Erscheinung zu erhalten und mit unterschiedlichen Sanierungsstrategien einer neuen Nutzung zuzuführen. 130 kompakte, vielfältige Wohnungen sind in den Obergeschossen angeordnet, während das Erdgeschoss vornehmlich Gemeinschaftsnutzungen wie Detailhandel, Gastronomie und Kinderbetreuung beherbergt.

Herzstück der Transformation ist eine doppelstöckige Eingangshalle, die eine wichtige öffentliche Querung im Quartier ermöglicht (Abbildung 3).

Eine kaskadenartige Treppe führt als innere Erschließung vom Erdgeschoss bis aufs Dach (Abbildung 2). Sie bildet das verbindende Zentrum des Gebäudes und fördert so den Austausch der Bewohnerschaft.



Abbildung 3 Eingangshalle (© Ariel Huber)

## 3 Tragwerk

### 3.1 Bestand

Das bestehende Tragwerk aus Stahlbeton ist durch eine äußerst effizient und materialsparende Konstruktionsweise gekennzeichnet. Das verantwortliche Ingenieurbüro Eglin & Derron aus Basel setzte verschiedene Deckensysteme ein: Flachdecken (tlw. mit Hohlkörpereinlagen), Rippen- und Unterzugsdecken. Die filigranen Decken liegen auf Wandschotten und Stützen auf, der zentrale Bereich ist stützenfrei. Die Decken wurden durch zwei

Dilatationsfugen in drei Bereiche unterteilt, die Gebäudelasten über Streifenfundamente in die gut tragfähigen Schotterschichten abgeleitet.

Als wichtige Grundlagen für die Tragwerksplanung des Umbaus waren die Ingenieurpläne und die dokumentierten statischen Berechnungen der 1960er Jahre von maßgebender Bedeutung. Letztere basierten ausschließlich auf Handrechnungen und tabellarischen Berechnungshilfen.

### 3.2 Umbaukonzept

Das Umbaukonzept zielte auf den Erhalt des bestehenden Tragwerks ab. Das statische System mit seinem Kräftefluss wurde weitestgehend beibehalten. Durch Verwendung leichter Bodenaufbauten und Einsatz von Leichtbauwänden konnten die Lasten im Gebäude so weit begrenzt werden, dass keine großflächige Verstärkung des Tragwerks und seiner Foundation notwendig waren.

Eine umfassende Erdbebenertüchtigung sowie die Realisierung der neuen zweigeschossigen Eingangshalle bildeten die wesentlichen tragwerkseitigen Eingriffe in den Bestand.

Eine präzise Anpassung des Projekts auf den Bestand und die konsequente Nutzung von neuen Tragelementen für die Verbesserung des Tragverhaltens der Gesamtstruktur ermöglichten es, die Eingriffe auf ein Minimum zu reduzieren.

### 3.3 Erdbebenertüchtigung

#### 3.3.1 Konzept

Aufgrund der zwischenzeitlichen Verschärfung der Anforderungen an die Erdbebensicherheit von Bauwerken und der materialoptimierten Ausführung weist das Gebäude erhebliche Tragsicherheitsdefizite im Erdbebenfall auf. Dies machte eine umfassende Erdbebenertüchtigung im Rahmen des Umbaus erforderlich.

Anstatt die bestehenden Bauteile zu verstärken, entwickelten Architekt:innen und Ingenieur:innen bereits im Wettbewerbsprojekt gemeinsam ein Ertüchtigungskonzept, das geschickt auf die neue Nutzung und Erschließung abgestimmt wurde (Abbildung 4).



Abbildung 5 Neubau Treppenhaus, Logistik mit Kranöffnung (© LM)

Zwei neue Treppenhäuser wurden als Aussteifungskerne in den Bestand eingefügt (Abbildung 5). Der begleitende betriebliche Benefit liegt in der Optimierung des Fluchtweg- und die Erschließungskonzepts. Diese vollständig in Beton erstellten Kerne enthalten Treppen, Lifte und Steigschächte für

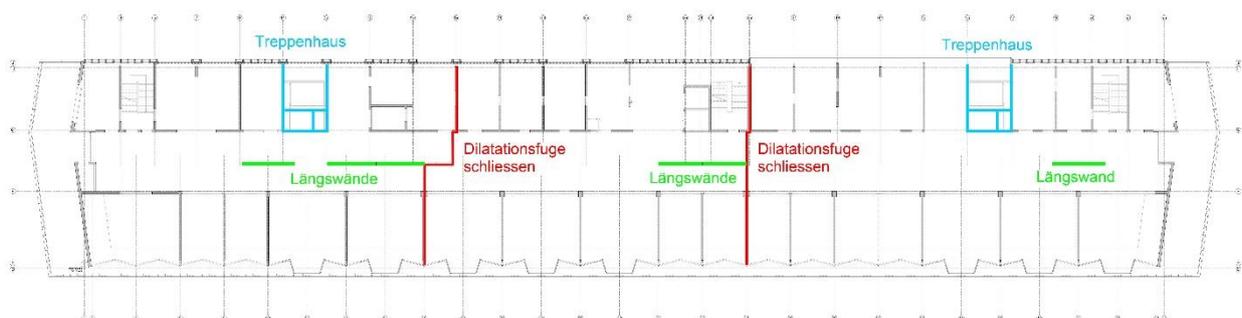


Abbildung 4 Konzept Erdbebenertüchtigung (© LM)

haustechnische Installationen. Sie erstrecken sich über die gesamte Gebäudehöhe und sind mittels Mikropfahlgründungen im Erdreich fundiert. Um die direkte Einleitung der Erdbebenlasten zu gewährleisten, wurden die bestehenden Decken kraftschlüssig an die neuen Kernwände angeschlossen. Durch die geometrisch ideale Anordnung der Türme können die horizontalen Erdbebenlasten in alle Richtungen optimal abgetragen werden.

Zur Verbesserung der Erdbebenaussteifung in Gebäudelängsrichtung wurden im mittleren Bereich des Bauwerkes sechs neue Betonwände mit Längen zwischen 4.5 und 5 Metern erstellt (Abbildung 6). Diese Bauteile werden gleichzeitig als Trennwände zwischen den Wohnungen und der inneren Erschließungsachse genutzt. Zudem ermöglichten sie großzügige Durchbrüche in den angrenzenden Bestandsdecken.



Abbildung 6 Bewehrung Längsmittelwand (© LM)

Ein weiteres wichtiges Element der Ertüchtigung bildete das Schließen der drei Dilatationsfugen und kraftschlüssige Verbinden der getrennten Gebäude Teile des Hauptbaus. Dadurch wurde ein günstiges Schwingungsverhalten im Erdbebenfall erzielt. Die nun durchlaufenden Deckenscheiben verteilen die horizontalen Lasten fast ohne Exzentrizität auf die aussteifenden Wände, und eine nicht kontrollierbare Torsionsbelastung wird vermieden. Das Schließen der Fugen erfolgte mittels in die Decke gedübelten Stahlplatten.

### 3.3.2 Bauablauf

Bereits während der Planungsphase wurde den verschiedenen Bauzuständen besondere Beachtung geschenkt. Exemplarisch wird nachfolgend der komplexe Bauablauf der neuen Treppenhäuser erläutert:

- (1) Erstellung der Mikropfähle Etappe 1
- (2) Vorspannen der Notsprießung mit hydraulischen Pressen
- (3) Abbruch der bestehenden Wände vom Dachgeschoss bis zur Fundamentsohle
- (4) Erstellung der Mikropfähle Etappe 2
- (5) Neubau der Fundamente und Stahlbetonwände von unten nach oben
- (6) Ausbau der Notsprießung



Abbildung 7 Mikropfahlbohrgerät Treppenhaus, Bohrplanum auf Plattform im EG (© LM)

Die im Zuge der ersten Etappe erstellten Mikropfähle dienen im Bauzustand der Auflagerung der Notsprießung, zugleich sind sie für die Aufnahme der Erdbebenlasten im Endzustand vorgesehen. Für die Notsprießung kam im vorliegenden Projekt ein Mischsystem aus Rohr-Mikropfählen, Stahlkonstruktionen, Rundhölzern und Sprießen zum Einsatz.



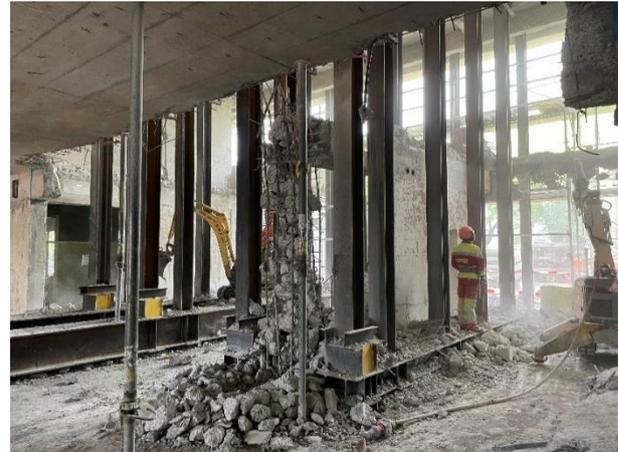
**Abbildung 7** Notsprießung mit hydraulischen Pressen  
(© LM)

Die Notsprießung wurde mittels Stellingzylindern (hydraulischen Pressen) vorbelastet (Abbildung 7). Somit konnten die Verformungen des umliegenden bestehenden Tragwerks im Bauzustand beschränkt werden. Die Deformationen wurden während der Bauphase laufend geodätisch überwacht und bei Bedarf die Notsprießung nachgespannt.

Zur Sicherstellung einer ausreichenden Aussteifung des Bauwerks gegenüber Wind- und Erdbebenlasten während des Bauzustandes wurden die größten Eingriffe in das Tragwerk zeitlich versetzt ausgeführt.

### 3.4 Eingangshalle

Um die neue zweigeschossigen Eingangshalle zu realisieren, mussten zahlreiche tragende Wandscheiben abgebrochen werden, die im Bestand die darüberliegenden Geschosse stützten. Temporäre Sprießtürme aus Stahl gewährleisteten die Abfangung der Lasten aus den oberen Geschossen und die Sicherung des Tragwerks im Bauzustand (Abbildung 9). Der Lastabtrag erfolgte auf die bestehenden Fundamente sowie zusätzliche Sprießfundamente, die mittels Mikropfählen im Baugrund verankert worden sind. Mittels sorgfältiger Planung und Bauüberwachung wurde sichergestellt, daß die bestehenden Fundamente durch die Abfangmaßnahmen nicht stärker belastet wurden als im Bestand und Überbelastungen bzw. Setzungen der Fundamente infolge der Änderung des Kraftflusses vermieden wurden.



**Abbildung 8** Abbruch zwischen Notsprießung (© LM)

Für die Lastumlagerung von den bestehenden Wänden in die Stahlkonstruktion kamen hydraulische Pressen (Stellingzylinder) zum Einsatz. Hiermit konnten Vorbelastungen auf Stahlkonstruktion und Sprießfundamente aufgebracht werden, so daß die Lastumlagerung vom Bestand in die Abstützungen ohne nennenswerte Verformungen des bestehenden Gebäudes sichergestellt wurde. Der Abbruch der Wände und Deckenbereiche erfolgte nach dem Vorspannen der Notsprießung (Abbildung 8).



Abbildung 9 Umbaukonzept Eingangshalle: Bestand / Notsprößung und Abbruch / Neubau (© LM)



Abbildung 11 Ausführung Abfangscheiben über Eingangshalle (© LM)

Den Endzustand kennzeichnet ein statisches System unter Verwendung von Abfangscheiben und Stützen. Die Wandscheiben leiten die Lasten der darüberliegenden Geschosse in die Sichtbetonstützen der Halle weiter. Die neuen Bauteile wurden unter beengten Platzverhältnissen zwischen der temporären Notsprößung erstellt (Abbildung 11), die zweigeschossigen Stützen vorgefertigt und mit einem Lastwagenkran versetzt.

Um differenzielle Verformungen des darüberliegenden Tragwerks ausreichend zu begrenzen, wurden die Betonstützen mit einem durchlaufenden

Stahlkern ausgeführt. Dies reduzierte die zeitabhängigen Stauchungen der Bauteile infolge Kriechens und Schwindens.

Durch Anpassungen im Untergeschoss konnten die konzentrierten Stützenlasten so auf die bestehenden Fundamente verteilt werden, dass keine Verstärkungen der Fundamente notwendig waren.

Auch für die abschließende Lastumlagerung Notsprößung zu Neubau wurden hydraulische Pressen eingesetzt, um diese möglichst verformungsfrei vollziehen zu können.

Um die Verformungen des Gebäudes zu reduzieren, erfolgte die Ausführung etappiert, wobei die Arbeiten der zweiten Etappe erst nach vollständiger Fertigstellung der ersten Etappe begannen.

Der gesamten Bauprozess ging mit einer geodätischen Überwachung der Verformungen des bestehenden Gebäudes einher. Im Falle einer Grenzwertüberschreitung wäre ein Nachpressen der hydraulischen Pressen vorgesehen gewesen.

### 3.5 Brandwiderstand

Gemäß aktuell gültigen normativen Anforderungen müssen die Tragelemente einen Feuerwiderstand von R90 erfüllen (Gebäudehöhe > 30 m). Auf Basis ausführlicher Sondagen wurden die vorhandenen Bewehrungsüberdeckungen ermittelt. Sie betragen

15 bis 30 mm und unterschreiten das heute notwendige Mindestmaß von generell 30 mm. Mittels detaillierter Heißbemessungen wurden die Tragreserven infolge der normgemäßen Brandlast berechnet. Hierdurch konnten die Brandschutzertüchtigungsmaßnahmen des Bestands deutlich begrenzt werden - auf vereinzelte Tragwände und Stützen und reduzierte Deckenbereiche. Die Sanierung erfolgte mit Brandschutzputz oder mit Gipsplatten.

#### 4 Fazit

Eine überzeugende interdisziplinäre Kooperation bildete die Grundlage für die erfolgreiche und nachhaltige Transformation eines Baudenkmals. Die Tragwerksplanung fokussierte auf einen weitgehenden Erhalt des bestehenden statischen Systems und des Kräfteflusses. Nennenswerte konstruktive Eingriffe beschränkten sich auf notwendige Ertüchtigungen und Verstärkungen sowie die Errichtung der neuen Eingangshalle.

Die Umnutzung des ehemaligen Spitalgebäudes veranschaulicht eindrücklich das nutzungsspezifische Potenzial bestehender Bauten und den ökologischen Wert der Weiternutzung von Bestandsbauten. So wurden infolge des weitgehenden Erhalts des Tragwerks etwa 8'000 m<sup>3</sup> Beton wiederverwendet, zugleich das anfallende Abbruchmaterial und der Rohstoffverbrauch wirksam vermindert. Im Sinne des Prinzips «Umnutzen statt Abbrechen» wurde hier ein vorbildhaftes Modellprojekt realisiert.



Abbildung 12 Außenansicht Nordseite (© Ariel Huber)



# Betonieren bei Wind und Wetter

Philipp Hadl, Manfred Reiser, Andreas Lainer  
*Bauunternehmung Granit GmbH*

## KURZFASSUNG:

Das Betonieren bei unterschiedlichen Witterungsverhältnissen kann eine große Herausforderung für alle am Projekt Beteiligten darstellen. Die Herstellung von Bauwerken im Wochentakt, wie beispielsweise Unterflurtrassen, stellt nicht nur hohe Ansprüche an die Baustellenlogistik und –abwicklung, sondern auch an den Betoneinbau und die Betontechnologie. Häufig werden Tunnel in offener Bauweise als wasserundurchlässige Betonbauwerke ausgeführt, wodurch die Anforderungen beim Betonieren im Winter und Sommer besonders hoch sind. Dieser Artikel gibt einen Überblick über die Herausforderungen beim Betonieren bei ungünstigen Witterungsverhältnissen. Des Weiteren wird auf die sowohl im Winter als auch Sommer zu setzenden Maßnahmen zur Erlangung einer entsprechenden Betonqualität eingegangen.

## 1 Einleitung

Beton ist der am Meisten verwendete Werkstoff im Bauwesen. Mit seinen einzigartigen Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten spielt Beton eine entscheidende Rolle bei der Modernisierung und Entwicklung der weltweiten Infrastruktur. Aufgrund seiner Festigkeit, Dauerhaftigkeit und Vielseitigkeit ist er für die Herstellung von Infrastrukturbauwerken wie Brücken, Straßen und anderen Bauwerken nicht wegzudenken.

## 2 Betonierreihenfolge und Wochentakt

Speziell bei der Errichtung von Wannens oder Unterflurtrassen müssen große Mengen Beton in kurzer Zeit verarbeitet werden, um einen raschen und effizienten Baufortschritt zu gewährleisten. Dabei hat sich die Herstellung im Wochentakt etabliert. Die Einhaltung der Taktzeiten bedingt allerdings auch, dass die wöchentliche Betonierreihenfolge stets einzuhalten ist. In Abhängigkeit der projektspezifischen Rahmenbedingungen sind in den meisten Fällen Betonierarbeiten sowohl im Hochsommer als auch im Winter nicht zu vermeiden.

Auf die kurzfristigen Ereignisse wie beispielsweise Hitze, Regen oder Wind kann nur so weit eingegangen werden, sodass die Regelakte nach Möglichkeit eingehalten werden, sofern bauablauftechnisch

umsetzbar. Durch die heutzutage exakten Wetterprognosen kann Betonieren bei Starkregen oder Schneefall nahezu ausgeschlossen werden, bzw. sind bei Starkregen Betonierunterbrechungen vorzusehen. Im Gegensatz dazu können die jahreszeitlichen Randbedingungen im Stadium der Bauausführung kaum mehr beeinflusst werden.

Bei der Herstellung von Bauwerken gemäß Richtlinie Weiße Wanne [1] sind die Anforderungen an die Baustellenlogistik und –abwicklung besonders hoch. Dabei hat sich gezeigt, dass die Herstellung solcher Bauwerke während der Wintermonate durch die Weiterentwicklung der Betontechnologie wesentlich einfacher umzusetzen ist als während der heißen Jahreszeit im Sommer.

### 2.1 Betonieren während der Wintermonate

Während der Wintermonate wird der Beton i.d.R. geheizt, um auch bei kalter Umgebungstemperatur die geforderte Frühfestigkeit von ca. 20 N/mm<sup>2</sup> nach ca. 90 h zu erreichen. Die Herausforderung während der kalten Jahreszeit ist nicht das Erreichen der Frühfestigkeit, sondern eine geringe Abkühlrate der Konstruktion gemäß [1] sicherzustellen. Dies kann nur mit entsprechender Nachbehandlung erreicht werden.

Die ÖBV-Richtlinie Weiße Wanne [1] definiert für den Fall von Lufttemperaturen unter 0°C folgende Kriterien:

- Mindestens +5°C Betontemperatur bis zur Erreichung der Mindestdruckfestigkeit von 5 N/mm<sup>2</sup>
- Abfall der Betontemperatur  $\leq 0,3$  °C/Std., gemessen im Bereich der geringsten Bauteilabmessung
- Gradient der Betontemperatur  $< 0,7$  K/cm
- Bei einer Lufttemperatur unter -3°C ist zusätzlich auf eine Dauer von mindestens 3 Tagen eine Betontemperatur von mindestens +10°C zu gewährleisten.

Gemäß dem Stand der Technik und Messergebnissen bei aktuellen Projekten wird der Höchstwert der Betontemperatur im Winter nach ca. 36 - 48 h erreicht. Die Bauteiltemperatur ist somit zum Zeitpunkt des Ausschalens (ca. 96 h) noch immer hoch. Bedingt durch die niedrige Umgebungstemperatur, ist die daraus entstehende Beanspruchung auf die junge Konstruktion dabei oft höher als während der Sommermonate. Wird beispielsweise bei tiefen Temperaturen von -10°C, was bedingt durch die klimatischen Verhältnisse in Österreich keine Seltenheit ist ausgeschalt und beträgt die Kerntemperatur des Bauteils 30°C, so ergibt sich ein Temperaturdelta zwischen Außen- und Kerntemperatur von 40°C. Die Nachbehandlungsmaßnahmen sind in diesem Fall unverzüglich und in möglichst geringem zeitlichem Abstand umzusetzen.

## 2.2 Betonieren während der Sommermonate

Während der Sommermonate stellt die Einhaltung der max. zulässigen Frischbetontemperatur bzw. in weiterer Folge der Bauwerkstemperatur die größte Herausforderung dar. Die ÖBV-Richtlinie Weiße Wanne [1] definiert in Abhängigkeit des Betonstandards und des gewählten Bemessungsmodells i.d.R. folgende Kriterien:

- Frischbetontemperatur an der Einbaustelle  $\leq 22$ °C
- max. Bauteiltemperatur 45°C
- Abfall der Betontemperatur  $\leq 0,3$  °C/Std., gemessen im Bereich der geringsten Bauteilabmessung
- Gradient der Betontemperatur  $< 0,7$  K/cm

Die festgelegten Temperaturgrenzwerte von 22°C an der Einbaustelle reichen oft nicht aus um auch die maximal zulässige Bauteiltemperatur von 45°C

nicht zu überschreiten. In Abhängigkeit der Transportdistanz sind Frischbetontemperaturen im Hochsommer von ca. 10 – 12 °C im Werk erforderlich. Dies lässt sich nur durch eine Kombination diverser Maßnahmen bewerkstelligen:

- Verwendung von Sommerrezepturen
- Kühlung der Ausgangsstoffe
- Ersetzen von Anmachwasser durch Scherben- bzw. Platteneis (max. 80% zulässig)
- Stickstoffkühlung Zement
- Betonieren in Nacht- bzw. frühen Morgenstunden

Die Kühlung des bereits gemischten Betons im Fahrmischer mittels Lanze (Stickstoff-Lanzenkühlung) hat sich dabei als nicht praktikabel bzw. effektiv herausgestellt.

Unmittelbar nach dem Betonieren ist mit der Nachbehandlung zu beginnen, wobei bei vorangegangenen Projekten durch eine Kombination von Beschattung und Berieselung der jungen Betonflächen gute Ergebnisse hinsichtlich Einhaltung der Maximaltemperatur im Bauteil erzielt werden konnten.

## 3 Zusammenfassung

Mit den heutigen Möglichkeiten der Betontechnologie lassen sich Unterflurtrassen und andere Bauwerke im Wochentakt rasch und effizient herstellen. Die Anforderungen an wasserundurchlässige Bauwerke können dabei in Abhängigkeit der jahreszeitbedingten Umgebungstemperaturen und Rahmenbedingungen eingehalten werden.

Dabei sollte je nach Projekt abgewogen werden inwiefern die, vor allem im Sommer für den Projekterfolg zu setzende Maßnahmen wie beispielsweise Stickstoffkühlung des Zementes oder Eis- und Kaltwasseranlagen in Einklang mit einem klimafreundlichen, ressourcenschonenden und nachhaltigen Bauen zu bringen sind.

## 4 Literatur

- [1] Österreichische Bautechnik Vereinigung: *Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wannen*, 2018

# Headquarter MIC Linz Holz-Beton-Verbunddecke

Dipl.-Ing. Alexander Barnaš  
MMK Holz - Beton - Fertigteile GmbH, Österreich

## KURZFASSUNG:

MMK wurde mit der Lieferung von 4000m<sup>2</sup> Fertigteildeckendecken in Holz-Beton-Verbundbauweise für ein Bürogebäude in Linz im Zeitraum Okt.-Dez. 2023 beauftragt. Ausschlaggebend für die Wahl eines hybriden Fertigteilsystems waren neben der Nachhaltigkeit der Holz-Beton Verbund Bauweise die speziellen Projektanforderungen: über die Nutzungsdauer sollten flexible Grundrissgestaltungen möglich sein, wodurch das Bauvorhaben für den Einsatz weitgespannter, schwingungsarmer Holz-Beton-Verbundrippendecken prädestiniert war. Zudem war die geforderte kurze Bauzeit nur mit dem Einsatz von vorgefertigten Deckenelementen realisierbar. Dieser Beitrag befasst sich mit den Herausforderungen, der technischen Konzeption, den gewählten Lösungen und der praktischen Umsetzung dieses Bauvorhabens in Bezug auf HBV-Decken.

## 1 Einleitung

Im Jahr 2013 haben sich zwei führende Unternehmen der österreichischen Fertigteilindustrie, die Mayr Melnhof Holz AG und die Kirchdorfer Fertigteilholding, zu einem Joint Venture zusammengeschlossen: in der MMK Holz Beton Fertigteil GmbH wird das Know-how beider Firmen zusammengeführt und für die Entwicklung des Holz-Beton-Verbundbaus genutzt. Klare Zielsetzung ist und war es die nachhaltige hybride Holz-Beton Bauweise mit qualitativ hochwertigen, standardisierten und industriell hergestellten Fertigteilen den Weg zu bereiten.

Seit 2015 ist das Unternehmen mit der unter der Marke XC®-Living vertriebenen Holz-Beton-Verbund Flachdecke, seit 2020 mit der XC®-office Holz-Beton-Verbund Rippendecke auf dem Markt.

Eine wesentliche Zielsetzung bei der Entwicklung des industriell vorgefertigten XC® Produktportfolios stellte von Anfang an den möglichst effizienten Einsatz der Verbundbauteile auf der Baustelle dar. Der Wegfall von vielen komplexen Arbeitsschritten, sowie die Vereinfachung der Schnittstellen zwischen den Holz- und Betonbau-Gewerken sollten daher ein fundamentaler Vorteil des Gesamtsystems darstellen.

Im Sommer 2015 wurde unter der Leitung von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef Heck und Dipl.-Ing. Jörg Koppelhuber vom Institut für Baubetrieb und Bauwirtschaft an der TU-Graz eine entsprechende wissenschaftliche Studie erstellt: Bei einem Wohnbauprojekt der Fa. Kaufmann Bausysteme in der Paulasgasse in Wien-Simmering wurden idente Baukörper in Holz-Beton-Verbund Fertigteil und Ortbetonbauweise errichtet und die Aufwandswerte miteinander verglichen. Der zahlenmäßige Vergleich fiel, wie in der Tabelle ersichtlich, eindeutig zu Gunsten der Bauweise mit Fertigteilen aus; zudem wurde die Ausführungsqualität in der Fertigteilbauweise als wesentlich besser eingestuft.

|                | ORTBETON                | XC® Fertigteil          | ERSPARNIS |
|----------------|-------------------------|-------------------------|-----------|
| BAUZEIT Decke  | 39h 12min               | 22h 17min               | ca. 43 %  |
| ARBEITSKRÄFTE  | 19 Arbeitskräfte        | 11 Arbeitskräfte        | ca. 42 %  |
| LKW-TRANSPORTE | BSP + Ortbeton          | XC' Elemente + Splitt   | ca. 25 %  |
| AUFWANDSWERTE  | 0,35 Std/m <sup>2</sup> | 0,24 STd/m <sup>2</sup> | ca. 30 %  |

Abbildung 1 Einsparungen beim BV Paulasgasse

## Das integrierte Bausystem der MMK

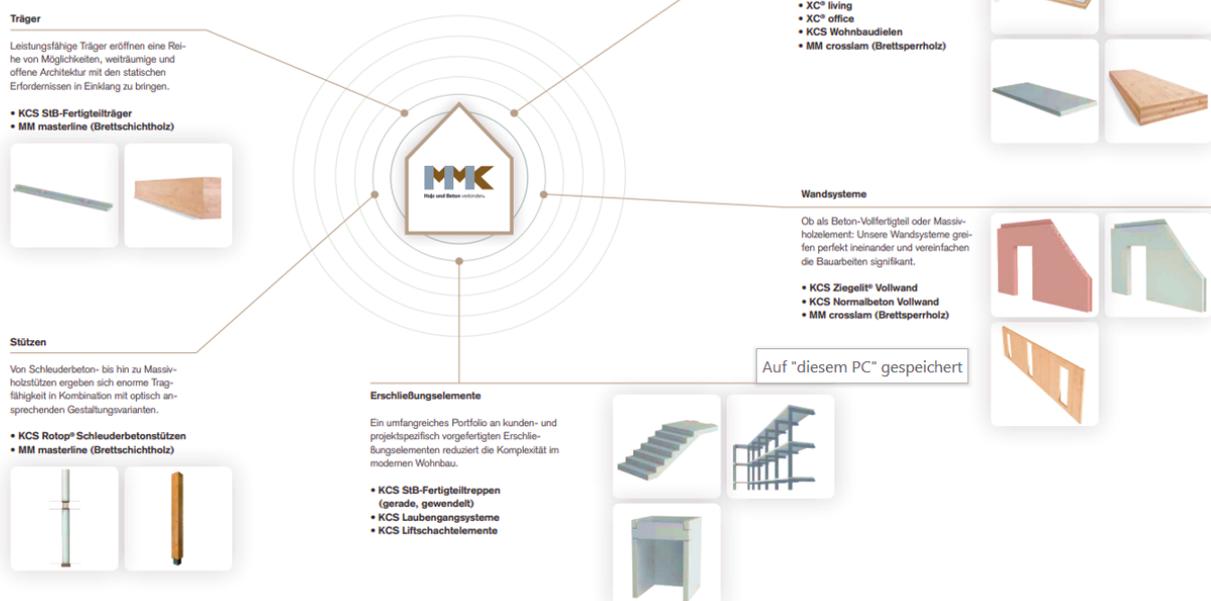


Abbildung 2 Produktvielfalt für Hybrid Solution

Mit diesen Erkenntnissen, sowie den Erfahrungen von zahlreichen verwirklichten Projekten in Österreich und Deutschland ausgestattet, bietet die MMK heute ihr Wissen auch als „Hybrid-Solution“-Consulting Leistung, oder im Zuge eines Early Contractor Involvements, an. Durch eine derartige planungsbegleitende Beratung können schon im Vorfeld effiziente, kostenschonende und fertigteilgerechte Lösungen gemeinsam erarbeitet werden. Zudem kann bereits in einer frühen Phase auf die Lösungskompetenz und das gesamte Produkt - Portfolio der beiden Stammhäuser der MMK – der Kirchdorfer Gruppe und Mayr Melnhof Holz – zurückgegriffen werden. Dies sollte sich auch beim gegenständlichen Bauvorhaben eines hybriden Bürogebäudes, das im zweiten Halbjahr 2023 in Linz errichtet wurde, bewähren.

## 2 Technische Konzeption

### 2.1 Tragstruktur

Das Bürogebäude wurde als mehrgeschossiges Holz Beton-Hybridgebäude geplant. Insgesamt besteht das Gebäude aus fünf Geschossen. Davon werden das Erdgeschoss, sowie der Erschließungskern in Stahlbetonbauweise erstellt. Darauf aufbauend befinden sich dann, an den aussteifenden

Erschließungskern angehängt, vier weitere Geschosse in Holz-Beton-Hybridbauweise. Die Decken des 1.- 3. Obergeschoss werden als Holz-Beton-Verbund Rippendecken ausgeführt. Das 4. Obergeschoss verspringt nach innen, sodass die Decke des 3. Obergeschoss zusätzlich als Abfangdecke fungiert. Die Decke über dem 4. Geschoß wird als reine BSP/BSH-Holzrippendecke ausgeführt. Als vertikale Tragelemente fungieren Holzstützen, die fassadenseitig im doppelten Achsraster des Gebäudes von  $a=1,40m$  angeordnet sind. Die Decken-Regellement haben eine Breite von zwei und eine Länge von vier Achsmaßen, demgemäß eine Fläche von  $23,5m^2$ .



Abbildung 3 Ansicht Tragstruktur Bürogebäude

Die Holz-Beton-Verbunddecken spannen einachsrig mit vier Brettschichtholzrippen aus Fichte je

Deckenelement. Die im Achsmaß von 1,40m doppelt angeordneten Rippen liegen einseitig auf einem integrierten Fichte-Brettschichtholz Randbalken, gegenüberliegend auf Stahlbetonelementen auf. Die Spannweite der HBV-Decken beträgt in allen Geschossen 8,20 m.

Die 4000m<sup>2</sup> Rippendecke wurden in zwei Ausführungen am Produktionsstandort der Kirchdorfer Gruppe in Niederwölz hergestellt. Die Rippen über dem ersten und zweiten Obergeschoß hatten Abmessungen von b/h=240/360mm, die der Abfangung-Decke über dem dritten Obergeschoß Abmessungen mit b/h=240/440mm. Das Brettschichtholz stammt aus dem MM-Werk Gaishorn, die Betonschicht wurde in einer Stärke von 10cm in Niederwölz hergestellt.

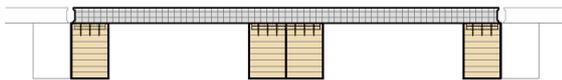


Abbildung 4 Querschnitt HBV Decke

Neben den HBV - Rippendecken lieferte MMK auch die 600m<sup>2</sup> reine Holzrippendecke über dem 3. Obergeschoß mit CLT/BSH Fichte, sowie 128m<sup>3</sup> BSH-Fichte Stützen in Sicht-Qualität der Festigkeitsklassen GL28h und GL32h hergestellt und abgebunden in den MM-Werken Gaishorn und Reuthe.

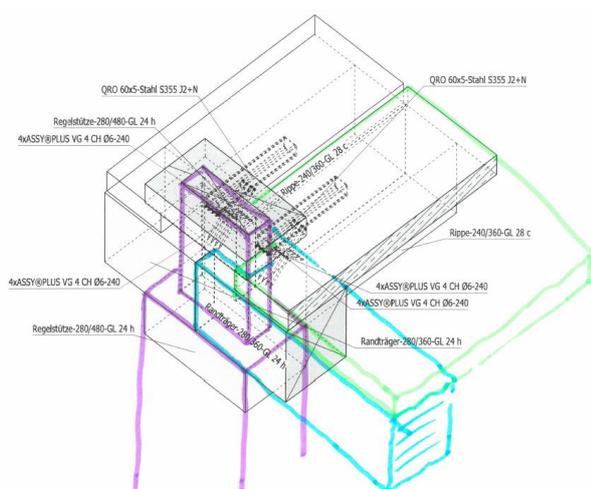


Abbildung 1 Konzeption Knoten HBV Rippe – BSH Randträger – BSH Stütze

## 2.2 Betontechnologie

Die statischen Nachweise wurden mit einer Betongüte von C35/45 / XC3 / F45 / GK16 / RRS geführt. Hierbei betrug das maximal zulässige, rechnerisch angesetzte Endschwindmaß  $\epsilon = 0,35\%$ . Dies erforderten eine auf die regional vorhandenen Ausgangsstoffe abgestimmte Rezepturenentwicklung. Das erforderliche Schwindmaß wurde mit vergleichender Prüfung, gemäß der Bestimmungen in ONR 23033 „Prüfverfahren Beton, nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe“, nachgewiesen.

Besonderes Augenmerk ist bei der Holz-Beton-Verbundtechnologie neben dem Endschwindmaß für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis auch auf den zeitlichen Verlauf des Schwindens zu legen. Ohne wirksamen Nachbehandlungskonzept kann es auf Grund des Frühschwindens zu Schwierigkeiten beim Einbau bereits verformter Elemente, oder bei Folgegewerken kommen. Ein gemeinsam mit der TU-Graz – Labor für konstruktiven Ingenieurbau entwickeltes Konzept zur Reduktion des frühen Trocknungsschwindens kam zum Einsatz.

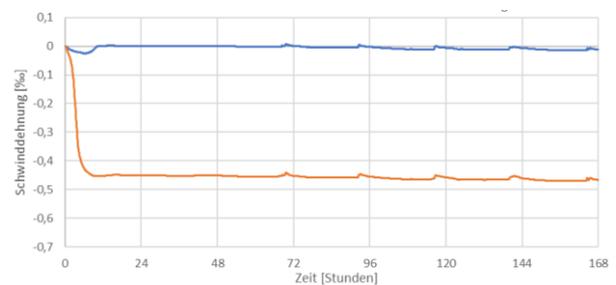


Abbildung 6 Reduktion Trocknungsschwinden, 7 Tage

## 2.3 Holz-Beton-Verbund

Bei den XC® Decken wird der Holz-Beton-Verbund in der Regel über Kerben erreicht. Diese Technik hat sich am wirtschaftlichsten erwiesen, da sie ohne zusätzliche Verbundmittel auskommt und auch das sortenreine Trennen und die Wiederverwendung der Materialien am Ende der Nutzungsdauer wesentlich erleichtert. Mittels Formschluss zwischen Holz und Beton werden die Schubkräfte aus dem Beton über die Stirnseiten der Kerbe übertragen.

Gegenüber der Vorbemessung wurde die Betonstärke von 12cm auf 10cm reduziert, um ein möglichst geringes Eigengewicht des Gebäudes zu erzielen. Trotzdem konnten die BSH-Abmessungen der Rippen beibehalten werden. Dies gelang durch die Verwendung patentierter Doppelkerven (siehe Abb.7). Durch deren abgestufte Konstruktion ist es möglich höhere Schubkräfte als bei konventionellen Kerven zu übertragen.

Für die Bemessung kamen die Bestimmungen der, dem Eurocode 5 zugeordneten und im April 2022 veröffentlichten, ÖNORM CEN/TS EN 19103 „Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau“ zur Anwendung. Die vertikale Komponente der Kerven-Druckstreben im Beton wurde dementsprechend mittels Tellerkopfschrauben abgedeckt.

#### 2.4 Konstruktive Durchbildung

Um einen effizienten Einbau, sowie möglichst geringen Materialverbrauch zu gewährleisten wurden keine Regelbewehrungsmatten verwendet, sondern je Element maßgeschneiderte Bewehrungsmatten auf einer Mattenschweißanlage hergestellt.

Die flächige Horizontalaussteifung wurde mittels Schubverzahnung und Fugenverguss in den Elementlängsfuge und im Bereich der Stirnseite eingebauten Stahlringankern, die in den Stößen verschweißt wurden, erzielt.

#### 2.5 Aspekte des Brandschutzes

Die Brandschutzklasse R90 wurde mittels Heißbemessung und den experimentell bestimmten und in den Zulassungen angegebenen Abbrandraten der eingesetzten Holzbauteile berücksichtigt.

Im Bereich der HBV-Decken Stahlbetonauflegers kam eine Sonderkonstruktion zum Einsatz: die Auflagerkräfte wurden in den Beton hochgehängt werden. Auf Grund der geringen Betonstärke von 10cm mussten die Querkräfte von Stahlplatten übertragen werden, die zudem noch durch Brandschutzplatten gegen Brand von unten gesichert wurden.

### 3 Umsetzung

#### 3.1 Produktion

Die Produktion der Deckenelemente erfolgte mittels Standschalungen. In diese wurden die vier Längs- und der integrierte Querbalken eingelegt. Für die Verschraubung von Längs- und Querbalken, sowie der Tellerkopfschrauben für die Abhebesicherung im Bereich der Kerven waren 13 unterschiedliche Schraubentypen je Element erforderlich. Für das prinzipiell im Holschalungsbau bewanderte Betonfertigteilterwerk stellte dies doch eine neue Herausforderung dar; insbesondere der lagerichtige Einbau von Vollgewindeschrauben  $d=10\text{mm}/800\text{mm}$ .



Abbildung 8 Auflager-Stahlplatten in Schalung vor Betonage



Abbildung 10 Hallenlagerung der HBV-Elemente

### 3.2 Lieferung

Insgesamt wurden 168 HBV-Elemente geliefert. Bei einem Elementgewicht von 7,4to konnte mit 3 Elementen je LKW eine gute Gewichtsauslastung erreicht werden. Besondere Beachtung erforderte der Schutz vor Bewitterung beim Transport mit offenen LKWs.



Abbildung 11 Verpackte HBV-Platten



Abbildung 12 Anlieferung auf Baustelle

### 3.3 Montage

Die Manipulation der 7,4to schweren Elemente erfolgte mit sechs in der 10cm Betonschicht situierten RD20 Flachstahlankern. Die Montage erfolgte mit Balkentraverse und Ketten-Ausgleichsgehänge. Diese Montagelastfälle erforderten auf Grund der für die Elementgröße doch relativ filigranen Betonplatte gesonderte statische Nachweise mittels finiter Elementen Methode.



Abbildung 13 Montage einer Regelplatte



**Abbildung 14** Eigebaute HBV-Decke

#### **4 Resümee**

Durch eine frühe planungsbegleitende Einbindung und die Anwendung bereits erprobter Produktions- und Bemessungsverfahren konnte das Bauvorhaben, sowohl terminlich als auch qualitativ, zur vollsten Zufriedenheit des Kunden abgewickelt werden. Dennoch stellt die Holz-Beton-Verbundbauweise noch keine im Baubereich mit Selbstverständlichkeit angewandte Bauart dar. Die MMK strebt weiterhin an, durch die Entwicklung und Vermarktung qualitativ hochwertiger, standardisierter Fertigteile, den unzweifelhaft vorhandenen Vorteilen dieser Bauart zum Durchbruch zu verhelfen.

# Ressourcenschonende Fertigteile durch Stahlfaserbeton (am Beispiel einer Halbschwungtreppe)

Jörg von Prondzinski, Stefan Gramberg  
*BILSTEIN STEEL FIBER GmbH, Holcim (Deutschland) GmbH*

## KURZFASSUNG:

Die Wahl der Bewehrung hat einen großen Einfluss auf die Qualität, die Tragfähigkeit und die Dauerhaftigkeit eines Bauteils. Auch die Duktilität und die Begrenzung von Rissen werden maßgeblich beeinflusst. Im Vergleich zu konventioneller Betonstahlbewehrung bietet die Stahlfaserbewehrung enorme Vorteile. Mit der geraden und hochfesten Stahlfaser STABILS setzt die BILSTEIN STEEL FIBER GmbH, ein Unternehmen der BILSTEIN GROUP, weltweit führendes Unternehmen für kaltgewalzte Spezialstähle, einen neuen Maßstab für die effiziente Betonbewehrung und CO<sub>2</sub>-reduzierte Betonfertigteile. Das innovative Produkt verspricht eine besonders nachhaltige Bewehrungslösung für die Betonfertigteilindustrie und leistet einen großen Beitrag zur Effizienzsteigerung und Kostensenkung. Diese neue Qualität der Bewehrung und ihre Vorteile werden am Anwendungsbeispiel einer Halbschwungtreppe der Holcim Fertigteile (hergestellt im Werk Vetra) verdeutlicht.

## 1 Motivation

Der Trend in der Betonfertigteilindustrie geht immer mehr in Richtung schlanke und ressourcenoptimierte Bauteile. Ein Grund dafür ist das wachsende Bewusstsein für eine nachhaltige Betonbauweise und die industrieübergreifende Forderung nach CO<sub>2</sub>-Einsparungen. Dieser Trend zwingt zum Umdenken, nicht nur was die Materialauswahl angeht, sondern auch bei Bemessung und Konstruktion von Betonbauteilen. Fertigteilhersteller müssen sich zukünftig immer mehr mit alternativen Bauteillösungen befassen, um wettbewerbsfähig zu bleiben. Einen Ansatz bietet hier die Verwendung von Faserbewehrung, denn Fasern können entweder als vollständiger Ersatz oder als hybride Lösung, also mit konventioneller Bewehrung, eingesetzt werden. Überall dort, wo Stabstahl- oder Mattenbewehrung die Anforderungen an das Tragverhalten von Betonbauteilen nicht effizient erfüllen, können Fasern das Mittel der Wahl sein. Richtig eingesetzt, verbessern Fasern die mechanischen Eigenschaften von Beton und ermöglichen Materialeinsparungen. Die Verbesserung der Prozesse hinsichtlich

Arbeitsvorbereitung und Einbau ist ein weiteres Vorteil von Faserbewehrung. Die BILSTEIN STEEL FIBER GmbH, ein Unternehmen der BILSTEIN GROUP aus Hagen in Deutschland, ein weltweit führendes Unternehmen für kaltgewalzte Spezialstähle, z. B. für die Automotive- und Sägen-/Werkzeugindustrie, hat im April 2023 einen neuen Stahlfasertyp auf den Markt gebracht und verspricht mit dem neuartigen Design eine effiziente und besonders nachhaltige Bewehrungslösung für die Betonfertigteilindustrie.

## 2 STABILS – Innovative Stahlfaser für effiziente Betonbauteile

Faserbewehrte Betonbauteile zeichnen sich maßgeblich durch ein sehr fein verteiltes Rissbild mit sehr geringen Rissbreiten aus. Je nach Einsatzzweck verbessern Fasern die Festbetoneigenschaften wie Nachrisszugfestigkeit, Schlagfestigkeit, Duktilität, Rissverhalten und u. U. auch den Widerstand des Betons im Brandfall.

Neben den diversen Fasermaterialien gibt es auch verschiedene Fasergeometrien. Nicht nur das

Schlankheitsverhältnis ( $l/d$ -Verhältnis), sondern auch die Ausbildung der Faserenden variieren insbesondere bei Stahlfasern stark. Die Faserorientierung im fertigen Bauteil spielt eine wesentliche Rolle bei der Beurteilung der statischen Wirksamkeit, wobei die Fasern idealerweise parallel zur Zugspannungsrichtung ausgerichtet sein sollten.

## 2.1 Besonderheiten

Die neu im Markt eingeführte STABILS-Stahlfaser unterscheidet sich schon auf den ersten Blick deutlich von anderen Stahlfasern, da sie eine durchgängig gerade Form mit w-förmigem Querschnitt aufweist. Kleine Ankerknoten an ihren Enden charakterisieren die Faser und sorgen maßgeblich für die Verankerung im Beton.



Abbildung 1 Charakteristische Geometrie der STABILS-Stahlfaser

## 2.2 Fasermaterial

Die STABILS-Stahlfaser mit der Bezeichnung SB 50/58 – 2000 oder 60/70 - 2000 wird in einem 3-stufigen Verfahren inklusive einer Vergütung aus Bandstahl hergestellt. „SB“ steht hierbei für den Produktnamen STABILS, „50/58“ bzw. „60/70“ bezeichnet die Faserlänge von 50 oder 60 mm und das Schlankheitsverhältnis ( $l/d$ -Verhältnis) von 58 bzw. 70. „2000“ steht für die Zugfestigkeit der Faser. Beide Stahlfasertypen wurden nach EN 14889-1 CE-zertifiziert.

Gegenüber herkömmlich kaltgezogenen Drahtfasern zeichnet sich die STABILS Stahlfaser aufgrund des speziellen Vergütungsprozesses durch eine sehr hohe Zugfestigkeit und dennoch erstaunliche Dehnungsfähigkeit aus. Die Bruchdehnung

beträgt mindestens 5%, typische Werte liegen bei 7-8%.

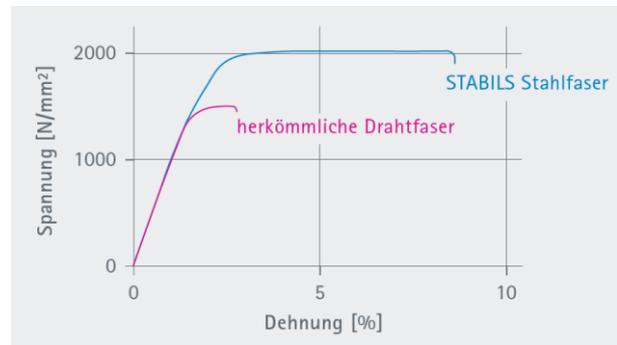


Abbildung 2 ausgezeichnete Dehnungsfähigkeit der STABILS Stahlfaser gegenüber herkömmlichen Drahtfasern

Der speziell vergütete Stahl soll die Faser besonders effektiv und damit wirtschaftlich machen. Dabei gilt immer das Prinzip Faserauszug vor Bruch, um ein duktileres Bruchverhalten des Betonbauteils zu gewährleisten. Das bedeutet, dass der Unterschied zwischen Faserspannung während des Ausziehprozesses und Zugfestigkeit der Faser sehr klein, respektive effizient ist.

## 2.3 Fasergeometrie

Die Leistungsfähigkeit der STABILS-Stahlfaser beruht auf der optimalen Wirkungslänge und der einzigartigen Fasergeometrie, wodurch bei vergleichsweise geringerer Faserdosierung sehr hohe Nachrissfestigkeiten bzw. Leistungsklassen (L1, L2) nach DAfStb-Richtlinie erreicht werden. Die Leistungsklassen sind ein aussagekräftiger Richtwert für die Nachrissbiegezugfestigkeit und Bemessungsgrundlage von Betonbauteilen.

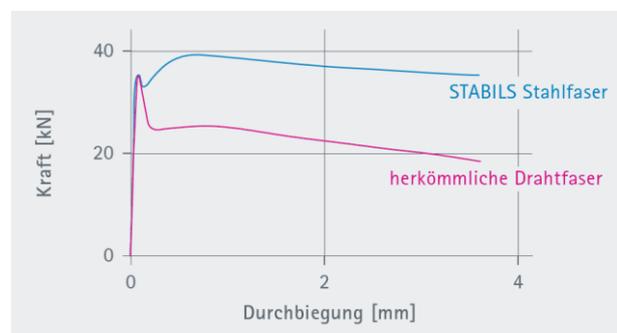


Abbildung 3 erstklassiges Nachrissverhalten von STABILS Stahlfasern bei einem Balkenversuch nach DAfStb Richtlinie „Stahlfaserbeton“

Das gezielt hergestellte Faser-Design kann entsprechend des Anwendungsgebietes hinsichtlich der Ankerknoten (Anzahl, Form, Größe und Lage) als auch der Länge oder des äquivalenten Durchmessers der Faser angepasst werden. Diese Variabilität ist ein enormer Vorteil, denn durch die Formgebung der Faser lässt sich unter anderem der Auszieh-widerstand direkt beeinflussen. Anwendungsspezifische Unterschiede der Fasergeometrie ergeben sich zum Beispiel beim Einsatz als reine Stahlfaserlösung, als Kombibewehrung, in Spritzbeton oder in Tübingen.

Ebenso ergeben sich durch die Fasergeometrie Vorteile hinsichtlich der Frischbeton-Verarbeitbarkeit, wodurch die STABILS-Fasern einen höheren Maximalfasergehalt (z.B. für höherfeste Betone) ermöglichen. Ein hoher Gehalt an Stahlfasern ist normalerweise aus zwei Gründen als schwierig zu betrachten. Bereits beim Mischen des Frischbetons kann es schon zu einer Igelbildung kommen. Diese lässt sich, wenn überhaupt nur durch sehr langes Mischen eliminieren. Außerdem kann ein hoher Stahlfasergehalt beim Einbringen des Betons in die Schalung zu Verzahnungen der Fasern und einer dadurch bedingten schlechten Fließeigenschaft des Frischbetons führen. Das bedeutet, dass sich kleinere Mengen an Stahlfasern an Schalungskanten oder Bewehrungseisen bündeln und verhaken und somit das Fließen des Betons in der Schalung erheblich behindern. Und auch hier kann die STABILS-Stahlfaser punkten: selbst bei höheren Fasermengen von mehr als  $60 \text{ kg/m}^3$  zeigen die Fasern sehr gute Misch- und Fließeigenschaften auf, was insbesondere bei einer Kombibewehrung von entscheidender Bedeutung ist.

## 2.4 Einsatzspektrum

Grundsätzlich eignet sich die STABILS-Stahlfaser für alle möglichen Betonanwendungen. Der Fokus bei der Entwicklung der Faser lag aber im Bereich der konstruktiven Betonfertigteile. Hier kann die Stahlfaser ihre Stärken voll ausspielen, vor allem, wenn es um die Herstellung von schlanken, ressourceneffizienten Bauteilen geht.

Bei schlanken, konstruktiven Bauteilen ist in der Regel eine Kombibewehrung notwendig. Durch die geringen Bauteilabmessungen und geringen

Abstände von Schalhaut zur konventionellen Bewehrung verbleibt nur wenig Platz für den Frischbeton, der innerhalb der Schalung gut fließen muss. Vor allem das Fließen des Frischbetons wird maßgeblich von der Art und Menge der Fasern beeinflusst. Das Zusammenspiel zwischen Betonkonsistenz und Faserverteilung ist entscheidend für das finale Endprodukt – das Betonbauteil.

## 2.5 Labor-/Pumpversuche

Im Schwenk Technologiezentrum der Firma Schwenk Zement wurden umfangreiche Versuche zur Bestimmung der Verarbeitbarkeit der STABILS-Fasern durchgeführt. Dabei wurden der Einfluss auf den Mischvorgang, die Konsistenz und das Fließverhalten des Frischbetons unter die Lupe genommen. Die Fließversuche wurden in einer praxisgerechten Musterschalung inklusive einer konventionellen Bewehrung durchgeführt, um die Fließfähigkeit des frischen Stahlfaserbetons im Fall einer Kombi-Bewehrung nachzubilden. Zahlreiche Versuche zeigten unter anderem, dass selbst bei hohen Stahlfasergehalten von  $60 \text{ kg/m}^3$  und mehr immer noch eine gute Pumpbarkeit / Verarbeitbarkeit gewährleistet ist.

## 3 Anwendungsbeispiel Halbschwungtreppe aus dem Holcim Fertigteilwerk Vetra

### 3.1 Werksversuche

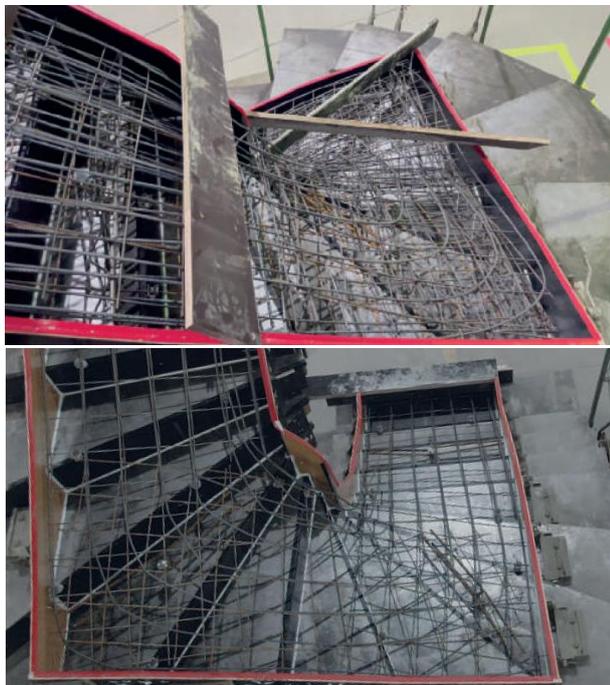
Die Holcim Gruppe befasst sich intensiv mit der Fragestellung, wie man das Bauen CO<sub>2</sub>-ärmer gestalten kann. Ein Ansatz, den der Unternehmensbereich Holcim Fertigteile verfolgt, ist das Optimieren der Betonfertigteile über den Entwurf und die gezielte Auswahl der Rohstoffe.

Das brachte Holcim dazu, neben der Optimierung der mineralischen Materialien wie Zement und Gesteinskörnung, vor allem auch die Bewehrung der Betonbauteile neu zu überdenken. Stahl ist ein besonders CO<sub>2</sub>-intensiver Rohstoff. Daher kann schon die Reduzierung geringer Mengen zu einer messbaren Verbesserung des ökologischen Gesamtfußabdrucks eines Bauteils führen. Die Lösung: Kombi-Bewehrung aus Stabstahl und Stahlfasern.

Bei Vetra im Betonfertigteilwerk Neermoor (einer Tochter der Holcim (Deutschland) GmbH) wurden

Versuche durchgeführt, um Standardbauteile des Produktportfolios hinsichtlich einer CO<sub>2</sub>-Optimierung zu erforschen. Dazu wurden alle Kenndaten einer halb-gewendelten Treppe aus der regulären Produktion als Referenzwert gesetzt. Das Referenzbauteil hatte eine konventionelle Stabstahl- und Mattenbewehrung. Die statische Funktion der Treppe blieb dabei aber identisch.

Im ersten Versuch wurde eine CO<sub>2</sub>-reduzierte Treppe unter Verwendung einer Kombi-Bewehrung hergestellt. Die Zugabemenge an STABIS-Stahlfasern (SB 60/70 – 2000) lag bei 30 kg/m<sup>3</sup> (s. Tab. 1).



**Abbildung 4 Vergleich der Bewehrungsausführung der Vetra-Treppe ohne (oben) und mit (unten) STABIS Stahlfasern**

### 3.2 Ergebnisse

Durch die Zugabe der Stahlfasern und einer damit verbundenen Reduzierung der konventionellen Bewehrung konnte eine Reduktion des Bewehrungsgewichts von ca. 120 kg (entspricht rund 65%) für das gesamte Bauteil erreicht werden. Auch beim Beton konnte eingespart werden, da diese Treppe dünner ist als eine herkömmliche. Die benötigte Betonmenge reduzierte sich um ca. 25%. Die CO<sub>2</sub>-reduzierte Treppe wurde unter Verwendung eines Betons mit höherer Druckfestigkeit hergestellt. Dieser ist jedoch im Vergleich zur Originalrezeptur durch

die Verwendung eines CO<sub>2</sub>-reduzierten Zements ebenfalls CO<sub>2</sub> reduziert.

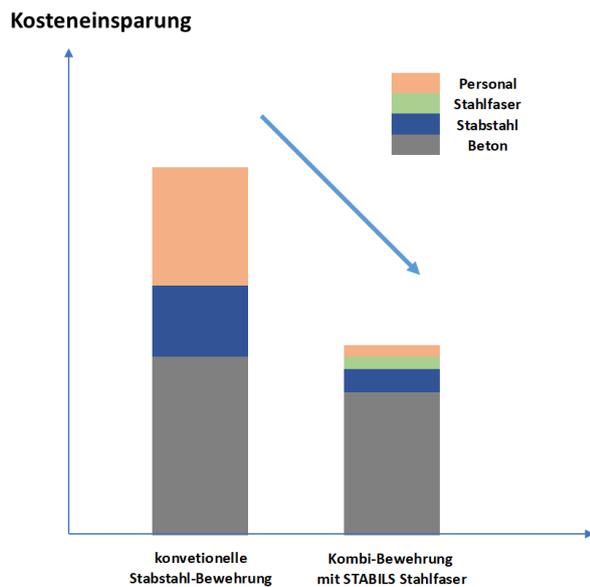


**Abbildung 5 Abheben der CO<sub>2</sub>-reduzierten Betonfertigteiltreppe**

Neben der Materialeinsparung konnten auch signifikante Einsparungen bei der Einbauzeit der Bewehrung nachgewiesen werden. Hier reduzierte sich der Aufwand um 80-90%, da sich der Einbau der konventionellen Bewehrung auf ein absolutes Minimum beschränkte und die Stahlfasern ohne Zeitverlust mit dem Einbringen des Betons in das Bauteil gelangten. Der Einbau des Stahlfaserbetons stellte sich im Vergleich zum Referenzbeton problemlos und vergleichbar im Zeitaufwand dar. Die verwendete Stahlfaser hatte eine Länge von 60mm. Das Gesamtgewicht der optimierten Treppe lag deutlich unter dem der Referenztreppe. Die Einsparung hier: rund 23%! Dadurch ergeben sich wiederum Vorteile in puncto Transportkosten und Logistik im Betonwerk als auch auf der Baustelle.

**Tabelle 1 Kenndaten der Treppenbauteile im Vergleich**

|  | Standard | CO <sub>2</sub> -reduziert |
|--|----------|----------------------------|
| Treppengewicht [kg]                      | 3720     | 2860                       |
| Betonmenge [m <sup>3</sup> ]             | 1,49     | 1,14                       |
| konventioneller Bewehrungsstahl [kg]     | 188      | 68                         |
| Stabils-Stahlfasern [kg/m <sup>3</sup> ] |          | 30                         |
| Druckfestigkeitsklasse                   | C30/37   | C35/45                     |
| Schalungsaufwand [h]                     | 20-22    | 20-22                      |
| Bewehrungseinbau [h]                     | 12-15    | 1-2                        |
| Betonage [h]                             | 2,5      | 2,5                        |
| <b>CO<sub>2</sub>-Einsparung</b>         |          | <b>-19 %</b>               |



**Abbildung 6 Vergleich der Produktionskosten ohne und mit STABILS Stahlfasern**

Basierend auf den Erkenntnissen der 1. Version der Vetra-Treppe mit STABILS Stahlfasern wird in der 2. Hälfte 2024 ein weiterer Optimierungsversuch durchgeführt. Dieser hat das Ziel, bei Aufrechterhaltung der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit der Treppe die Laufdicke von 12 cm im ersten Versuch auf 10 cm zu reduzieren. Dies bedeutet eine weitere Material- und CO<sub>2</sub>-Einsparung.

#### **4 Ausblick ökologische und ökonomische Vorteile**

Holcim hat Nachhaltigkeit zu einem Kernelement der Geschäftsstrategie gemacht und ein ambitioniertes Ziel gesetzt: Ein klimaneutrales Unternehmen zu werden und 2045 “Netto-Null” zu erreichen. Holcim entwickelt innovative Lösungen, um den CO<sub>2</sub>-Ausstoß in der Zementproduktion zu reduzieren. Dabei wird eine konsequente Strategie innerhalb der drei Scopes von CO<sub>2</sub>-Emissionen verfolgt. Das Unternehmen setzt auf verschiedene Abscheidungskonzepte, die es ermöglichen, das bei der Zementproduktion anfallende CO<sub>2</sub> an allen Standorten in Deutschland abzuscheiden. Anschließend soll es für die Nutzung als Rohstoff aufbereitet werden.

Auch die BILSTEIN GROUP nimmt die aktuellen Herausforderungen beim Klimaschutz sehr ernst und will bis zum Jahr 2035 klimaneutral werden. Das Vorhaben, Rohstoffe für die Herstellung CO<sub>2</sub>-optimierter Betonfertigteile bereitzustellen, ist dabei aber nicht alles.

Ein weiterer wesentlicher Schritt auf dem Weg zu einer positiven Klimabilanz, ist die Beteiligung an dem Konsortium H2 Green Steel, das zurzeit in Schweden ein Stahlwerk mit einer innovativen Technologie baut, die es erlaubt, den CO<sub>2</sub>-Fußabdruck des Materials, um bis zu 90 % zu senken. Mit diesem Ausgangsmaterial wird BILSTEIN zukünftig die STABILS-Stahlfaser als äußerst nachhaltige Bewehrungslösung im Markt platzieren können.



# Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken nach CEN/TS19103

Thomas Moosbrugger

*Head of Research & Development Rubner Group, Italien*

Jörg Schänzlin

*Institut für Holzbau, Hochschule Biberach, Deutschland*

## KURZFASSUNG:

Holz-Beton-Verbundbauteile (HBV) verbinden die Vorteile der Holz- mit der Betonbauweise. Es werden zwei Werkstoffe miteinander verbunden, die unterschiedliche Materialeigenschaften und unterschiedliches zeitliches zeitabhängiges Verhalten aufweisen. Aufgrund des tendenziell spröden Holzversagens unter Zugbeanspruchung ist es von großer Bedeutung, diese bei der Auslegung der Bauteile zu berücksichtigen. Um HBV-Bauteile in Zukunft in Europa harmonisiert planen und auszuführen zu können, wurde im Rahmen der Überarbeitung des Eurocodes 5 im Jahr 2022 die technische Spezifikation CEN/TS19103 etabliert. Im Folgenden werden deren wesentliche Inhalte vorgestellt.

## 1 Einleitung

Bei der Holz-Beton-Verbundbauweise werden die Vorteile des Holzbaus mit den Vorteilen des Stahlbetonbaus verbunden. So werden im Vergleich zum Holzbau die Steifigkeit und die Tragfähigkeit erhöht und der Brand- und Schallschutz verbessert (siehe [1]). Auch lässt sich durch die Betonplatte eine aussteifende Scheibe auf einfache Art und Weise realisieren. Im Vergleich zum reinen Stahlbetonbau wird das Eigengewicht reduziert und der Anteil von nachwachsenden Rohstoffen deutlich vergrößert. Zudem lassen sich im Hochbau sichtbare Holzdecken oft ohne weiteren Ausbau realisieren. Im Hinblick auf die Herstellung der Decken können einige Vorteile wie z.B. geringere einzubringende Betonmenge oder einen geringeren Anteil an Unterstützungsträgern durch die höhere Tragfähigkeit der Holzelemente im Vergleich zu Halbfertigteilplatten genutzt werden. Um diese Vorteile nutzen zu können, sind Berechnungsvorschriften für diese Bauteile entwickelt und mit [2] als Technical Specification im Februar 2022 veröffentlicht worden. Sie kann auf europäischer Ebene als Ergänzung zur zukünftigen neuen Normengeneration des EC 5 dienen. Im Folgenden werden die wesentlichen Teile von [2] erläutert.

## 2 Anwendungsbereich der TS19103

Für die Ausführung von Holz-Beton-Verbunddecken stehen eine Vielzahl von Möglichkeiten zur Verfügung. Allerdings sind nicht alle Ausführungsvarianten ausreichend durch Versuche und/oder analytische Studien untersucht worden. Daher ist der Anwendungsbereich von [2] durch folgende Randbedingungen festgelegt:

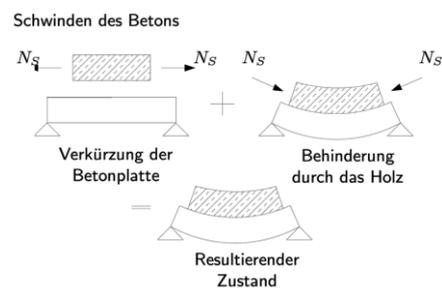
- Holz: [2] baut auf [3] auf. Damit sind alle Materialien (für Kerlen mind. C24/GL24/Furnierschichtholz), die in diesem Teil geregelt sind, prinzipiell verwendbar.
- Beton: Für den Beton dürfen bei Normalbeton Festigkeitsklassen zwischen C12/15 (bei Kerlen min. C20/25) und C60/75 und für Leichtbeton Festigkeitsklassen zwischen LC12/15 und LC60/66 verwendet werden.
- Bewehrung: Für die Bewehrung wird auf [4] verwiesen, so dass alle dort verwendbaren Bewehrungen auch bei Holz-Beton-Verbundbauteilen verwendet werden dürfen.

- Nutzungsklasse: Bzgl. der Nutzungsklasse ist vorgegeben, dass die Fuge so auszubilden ist, dass sie in Nutzungsklasse 1 oder 2 eingestuft werden kann, da eine Kontrolle der Fuge über die Nutzungsdauer von kaum möglich ist.
- Die Dicke der Betonplatte soll mind. 50 mm aber maximal 300 mm Bauteildicke aufweisen.
- Die Dicke von eventuell eingebauten Zwischenschichten darf 50 mm nicht überschreiten.

### 3 Wesentliche Besonderheiten

#### 3.1 Belastung/Einwirkung

Ein wesentlicher Unterschied bei der Bemessung von Holz-Beton-Verbundbauteilen im Vergleich zu reinen Holz- oder Betonbauteilen sind die zu berücksichtigenden Einwirkungen. Ändert sich die Temperatur, der Feuchtegehalt des Holzes oder schwindet der Beton, wird diese Relativverschiebung des einen Verbundpartners durch den anderen behindert (vgl. Abb. 1).



**Abbildung 1: Auswirkungen der spannungslosen Dehnung, z.B. infolge Temperaturabnahme oder Schwindens des Betons**

Durch die unterschiedlichen Dehnungen der beiden Teilquerschnitte entstehen Eigenspannungen, die sich durch Verformungen äußerlich bemerkbar machen. So zeigt sich in [1], dass die Verformungen der Decken nur bei Berücksichtigung des Schwindens des Betons realitätsnah abgebildet werden können. Zudem beeinflussen diese Eigenspannungen die Tragfähigkeit des Gesamtbauteils. Im Vergleich zu anderen Materialien hat Holz bei Zugbeanspruchung ein sprödes Bruchverhalten, so dass diese Eigenspannungen durch plastische Verformung nicht abgebaut werden können. Eine

Berücksichtigung der genannten Einwirkungen bei der Nachweisführung wird dadurch notwendig. Somit sind die nachfolgenden Einwirkungen zu berücksichtigen:

- übliche äußere Einwirkungen infolge Eigengewichts, Verkehr, Schnee, Wind etc. nach [5] ff.
- Eigenspannungen hervorrufende Einwirkungen, wie z.B. Temperatur, Schwinden und Quellen des Holzes und Schwinden des Betons

Entsprechend [2] wird – vereinfachend – zugelassen, dass Temperaturänderungen und Auswirkungen der Feuchteänderungen in quasi-konstanter Umgebung vernachlässigt werden dürfen. Diese quasi-konstante Umgebung ist durch folgende Größen definiert:

- Das Holzfeuchte entspricht – im ingenieurmäßigen Sinn – zum Zeitpunkt des Einbaus der Ausgleichsfeuchte.
- Die Differenz zwischen minimaler und maximaler Holzfeuchte innerhalb eines Jahres ist kleiner/gleich 6%.
- Die Änderung der Lufttemperatur überschreitet nicht 20 °C

Somit dürfen für Bemessungssituationen in Nutzungsklasse I nach [3] Temperaturänderungen und Feuchteänderungen (Quellen & Schwinden des Holzes) vernachlässigt werden. Schwinden des Betons ist dagegen auch bei quasi-ständigen Umgebungsbedingungen sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen.

Sollten die Umgebungsbedingungen als nicht quasi-konstante Umgebungsbedingungen eingestuft werden müssen, sind zusätzlich zum Schwinden des Betons auch Temperaturänderungen (siehe [6]) und Feuchteänderungen des Holzes (Quellen/Schwinden, siehe [2], Anhang A) in der Berechnung zu berücksichtigen.

Die zu verwendenden Teilsicherheitsbeiwerte richten sich im Wesentlichen an der Einteilung in [7] v. Bezüglich der Klassen der Lasteinwirkungsdauern werden die Einteilungen nach [3] übernommen. Damit wird das Schwinden und die Änderungen vom Zeitpunkt des Einbaus bis zum Endzustand

als ständige Belastung angesehen, während die jährlichen Schwankungen der Klasse der Lasteinwirkungsdauer mittel zugeordnet werden.

Um den Einfluss der Zeit und der Feuchte auf die Festigkeit zu erfassen, sind in [3] Modifikationsfaktoren der Festigkeit  $k_{mod}$  eingeführt. Für den Holzquerschnitt werden diese Werte direkt übernommen.

Im Hinblick auf die Verbindungsmittel wird das Konzept für die Verbindung von Bauteilen aus Holz bzw. Holzwerkstoffplatten übernommen. Für den  $k_{mod}$ -Wert wird dabei der Festigkeitsbeiwert  $\alpha_{cc}$  des Betons zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten  $\alpha_{cc}$  angenommen, so dass sich für das Verbindungsmittel folgender Modifikationsbeiwert ergibt:

$$k_{mod}' = \sqrt{k_{mod} \cdot \alpha_{cc}} \quad (1)$$

- $k_{mod}'$  Modifikationsbeiwert der Verbindung
- $k_{mod}$  Modifikationsbeiwert des Holzes
- $\alpha_{cc}$  Festigkeitsbeiwert des Betons  
i.d.R. = 0.85

Anzumerken ist, dass der  $k_{mod}'$ -Beiwert nur bei Verbindungsmittel zur Anwendung kommt, bei denen die Festigkeiten der einzelnen Querschnittspartner sich gegenseitig beeinflussen. Dies ist z.B. bei einer Bestimmung der Tragfähigkeit nach der Johansen-Theorie der Fall (siehe Abs. 4.2). Lassen sich die Tragfähigkeit in einzelne Traganteile aufteilen (wie z.B. bei der Kerne, siehe Abs. 4.3) ist der jeweilige  $k_{mod}$ -Wert der betroffenen Festigkeit anzusetzen.

### 3.2 Ermittlung der Schnittgrößen und Bemessung der Einzelbauteile

Im Hinblick auf die Methoden zur Ermittlung der Schnittgrößen macht [2] keine Vorgaben, sofern die zu berücksichtigenden Einflussgrößen wie z.B. Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbindung und die spannungslosen Dehnungen erfasst werden können. Bei der Ermittlung der Schnittgrößen darf sowohl beim Holz als auch beim Beton unter Druck von einem elastischen Materialverhalten ausgegangen werden. Das Reißen des Betons unter Zug muss berücksichtigt werden. Um dies zu erreichen, wird die gerissene Zone iterativ bestimmt, indem eine nichttragende Zwischenschicht eingeführt wird, bis im verbleibenden Betonquerschnitt nur noch Druckspannungen vorhanden sind. Der Verzicht auf die Berücksichtigung des plastischen Verhaltens des Betons ist auch dadurch begründet, dass durch

das plastische Verhalten des Betons die Steifigkeit des Betons abnimmt. Diese abnehmende Steifigkeit beeinflusst allerdings wiederum die Schnittgrößenaufteilung im Querschnitt, so dass bei einer Berücksichtigung des plastischen Verhaltens des Betons die Schnittgrößen im Holz ansteigen werden. Aufgrund des spröden Versagens des Holzes unter Zug muss bei einer Berücksichtigung des plastischen Verhaltens diese Umlagerungen der Schnittgrößen erfasst werden.

Der Bauteilnachweis wird mit Hilfe der Schnittgrößen der Teilquerschnitte geführt. [2] fordert beim Nachweis die Kontrolle der Kompatibilität. Grund hierfür ist, dass bei der üblichen Bemessung von Stahlbetonbauteilen davon ausgegangen wird, dass die Bewehrung anfängt zu fließen und die maximale Druckdehnung erreicht wird. Damit wird an der Oberseite des Betonquerschnitts eine Dehnung von etwa  $\epsilon_{\text{Beton}} = -3.5\text{‰}$  angenommen, während auf der Höhe der Bewehrung von einer Dehnung im Stahl bzw. Beton von  $\epsilon_{\text{Bew}} \geq 2\text{‰}$  ausgegangen wird. Wird die maximale charakteristische Dehnung im Holz unter Biegung bestimmt, zeigt sich, dass diese maximale charakteristische Dehnung im Bereich der Fließdehnung des Stahls liegt. Da das Holz i.d.R. aber unterhalb der Zugzone des Betons angebracht wird, ist die Dehnung im Holz – je nach Verbundfaktor  $\gamma$  – größer als die Dehnung in der Bewehrung (vgl. Abb. 2).

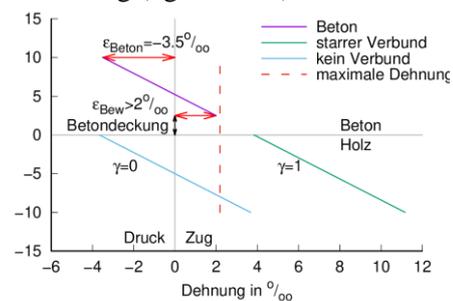


Abbildung 2: Verlauf der Dehnung im Verbundquerschnitt

Sollte also zusätzliche Bewehrung als tragendes Bauteil eingebaut werden, stellt sich die Frage, welche Dehnung in der Bewehrung entstehen kann. I.d.R. verbleibt die Bewehrung im elastischen Zustand, so dass die normale Stahlbetonbemessung z.B. mit Hilfe von Software nicht möglich ist.

## 4 Verbindungsmittel

### 4.1 Allgemeines

Die im Querschnitt vorhandenen Verbindungsmittel stellen ein zentrales Unterscheidungsmerkmal im Vergleich zu homogenen Querschnitten dar. Die Verbindungsmittel müssen die aus der behinderten gegenseitigen Verschiebung auftretenden Fugenkraften übertragen können und eine ausreichende Verankerung im Beton und Holz sicherstellen. In der Vergangenheit wurde eine Vielzahl an Verbindungsmitteln entwickelt, die häufig über produktspezifische Zulassungen geregelt sind. In [2] sind aktuell nur zwei Verbindungsmitteltypen geregelt.

- Stifförmige Verbindungsmittel (inkl. eingeklebte Gewindestangen), die im 90°-Winkel zur Fuge eingebaut werden
- Kerven (über die gesamte Breite des Holzes verlaufende ausbetonierte Vertiefung im Holz)

Geklebte Verbindungen oder Verbundbausystem werden von der TS19103 nicht erfasst. Alle anderen Verbindungsmittel können prinzipiell verwendet werden, sofern die mechanischen Kenngrößen wie Tragfähigkeit, Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Verschiebungsmodul im Grenzzustand der Tragfähigkeit, z.B. durch Zulassungen, bekannt sind.

Für alle Verbindungsmittel gilt, dass mindestens 10% der zu übertragenden Abscherkraft rechtwinklig zur Fuge als öffnende Kraft aufgenommen werden können muss.

$$F_{\perp,d} = 0,1 \cdot F_{v,Ed} \quad (2)$$

$F_{\perp}$  Beanspruchung rechtwinklig zur Fuge  
 $F_{v,Ed}$  Bemessungswert der Abscherbeanspruchung  
 Hintergrund dieser Regelung ist, dass nicht ausgeschlossen werden kann, dass z.B. bei Einfeldträgern unplanmäßige Einspannungen durch die Wand entsteht. Damit besteht die Gefahr, dass sich das Holz vom Beton lösen kann. Hinzu kommt, dass sich zufolge wiederkehrende Belastungen (Verkehrslastungen) die Kerbe aus dem Holz „herausarbeitet“. In diesem Fall würde sich die Betonplatte ebenfalls vom Holz lösen. Um das Abheben in diesen Situationen zu verhindern, wird daher pauschal eine gewisse Beanspruchbarkeit  $\perp$  zur Fuge gefordert. Der

Ursprung dieser Regelung ist bereits in [8] zu finden, so dass diese Regelung für [2] übernommen wurde.

### 4.2 Stifförmige Verbindungsmittel

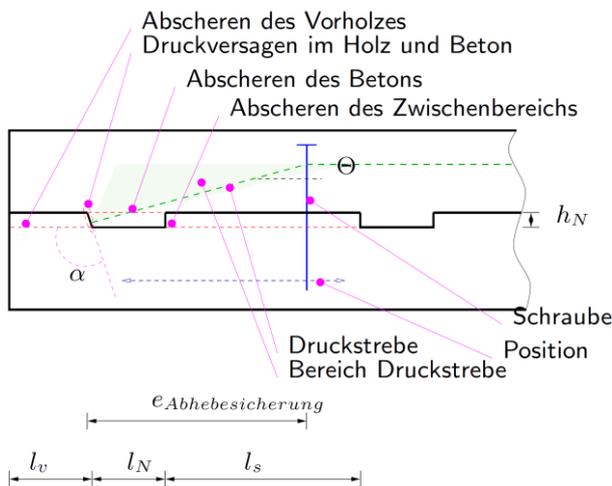
Da der Beton ein plastisches Verhalten aufweist, sind die Grundvoraussetzungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit nach der Johansentheorie erfüllt. Damit können die Tragfähigkeit der unter 90° zur Fuge eingebrachten stiftförmigen Verbindungsmittel gemäß [3] bestimmt werden. Als Lochleibung darf die Teilflächenpressung des Betons angenommen werden.

Im Hinblick auf die Steifigkeit zeigt sich, dass die Verformungen im Beton relativ klein sind, so dass die Steifigkeit vergleichbar zu jener von Stahl-Holz-Verbindungen sind und daher diese Regelungen übernommen wurden.

### 4.3 Kerven

Als Kerven werden über die gesamte Breite des Holzbauteils verlaufende Vertiefungen bezeichnet, die mit dem Beton ausgegossen werden. Durch diesen Verguss wird eine kraftschlüssige Verbindung hergestellt. Diese Verbindungen werden häufig bei flächigen Holzbauteilen angewandt, da sie einfach und kostengünstig herstellbar sind.

Ausgehend vom aktuell vorliegenden Untersuchungsgrad, ist eine Begrenzung des Anwendungsbereichs notwendig, da nicht für alle Einflussgrößen der gesamte mögliche Parameterbereich untersucht wurde. Für Kerven (vgl. Abb. 3) bedeutet dies, dass nach aktuellem Stand folgende Mindestanforderungen gestellt werden:


**Abbildung 3: Kerbe als Verbindungsmittel**

- Betongüte mindestens C20/25 mit maximalem Durchmesser des Zuschlagkorns von 16 mm
- Brettschichtholz der Festigkeitsklasse GL24 oder besser, Vollholz der Festigkeitsklasse C24 oder besser oder Furnierschichtholz;
- Tiefe  $t \geq 20$  mm für übliche Belastungen (z.B. Hochbau) und  $\geq 30$  mm für hohe Belastungen (z.B. Brückenbau)
- rechnerische Vorholzlänge  $l_v \geq 8 \cdot t_v$ , wobei aus Gründen der Duktilität und damit der Robustheit die tatsächliche Vorholzlänge der Kerbe  $l_v \geq 12,5 \cdot t_v$  betragen muss.
- Länge der Kerbe im Holz  $l_N \geq 150$  mm
- Abhebesicherung durch Schrauben mit  $\varnothing 6$  mm
- Neigungswinkel der Flanken

$$80^\circ \leq \alpha \leq \min \left\{ 115^\circ, 90^\circ + \theta \right\} \quad (3)$$

Die Steifigkeit wurde aus numerischen und experimentellen Untersuchungen ermittelt (siehe [9] und [10]), es gilt:

$$K_{ser} = \begin{cases} 1000 \text{ kN/mm/mBreite} & \text{für } t = 20 \text{ mm} \\ 1500 \text{ kN/mm/mBreite} & \text{für } t \geq 30 \text{ mm} \end{cases}$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss die Steifigkeit der Kerbe – im Gegensatz zu anderen Verbindungsmitteln – nicht auf 2/3 der Steifigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit reduziert werden.

Für die Tragfähigkeit der Kerbe werden die möglichen Versagensmodi in den Bemessungsgleichungen abgebildet (siehe [9], [10] und Abb. 3)

$$F_{R,k} = \begin{cases} f_{v,c,d} \cdot b_N \cdot l_N \\ f_{c,d} \cdot b_N \cdot h_N \\ k_{cr} \cdot f_{v,h,d} \cdot b_N \cdot \min(l_v, l_s) \\ f_{h,0,d} \cdot b_N \cdot h_N \end{cases} \quad (4)$$

Für die Bestimmung der Bemessungswerte der Festigkeit sind die Modifikationsbeiwerte der einzelnen Materialien (also z.B.  $k_{mod}$  bzw.  $\alpha_{cc}$ ) und nicht die kombinierten Modifikationsbeiwerte nach Gl. (1) zu verwenden.

Zusätzlich zu diesen Versagensmodi sollte eine abhebende Belastung angesetzt werden, die sich aus dem Druckstrebenwinkel ergibt.

Die Lage der Abhebesicherung kann in gewissen Grenzen frei gewählt werden. Die Lage der Abhebesicherung ist dabei so abzustimmen, dass sie gemeinsam mit der Druckstrebe im Winkel  $\theta$  und der Schwerachse des Betonquerschnitts ein zentrales Kraftsystem bildet. Damit steht der gewählte Druckstrebenwinkel  $\theta$  und die Lage der Schraube unmittelbar in Verbindung (vgl. Abb. 3).

Für den Druckstrebenwinkel gelten dabei folgende untere Grenzen:

- Verhinderung des Einschneidens der unbelasteten Kervenflanke in die Druckstrebe

$$\theta_{min,1} = \arctan \left( \frac{h_N}{l_N} \right) \quad (5)$$

- Sicherstellung der Beanspruchung der Abhebesicherung nur durch eine Kerbe

$$\theta_{min,2} = \arctan \left( \frac{h_N + h_{Beton}}{2 \cdot (l_N + l_v)} \right) \quad (6)$$

- untere Grenze des Druckstrebenwinkels

$$\theta_{min} = \max(\theta_{min,1}; \theta_{min,2}) \quad (7)$$

Die untere Grenze des Druckstrebenwinkels  $\theta$  für den Nachweis der Querkraftabtragung nach [4] muss nicht eingehalten werden, da dieser Druckstrebenwinkel auf die Unterkante des Bauteils bezogen wird. Die Querkraft wirkt aber rechtwinklig zu dieser Unterkante, so dass der Druckstrebenwinkel für den Querkraftabtrag nach [4] nicht dem Druckstrebenwinkel nach [2] entspricht, da beim Druckstrebenwinkel nach [2] die Kraft parallel zur Bauteilkante verläuft.

## 5 Berücksichtigung des Langzeitverhalten

### 5.1 Allgemeines

Bei Holz-Beton-Verbunddecken weisen alle beteiligten Werkstoffe ein ausgeprägtes Kriechverhalten auf. Durch dieses zeitabhängige Verhalten nimmt die Verformung der Decke im Lauf der Zeit unter Last zu. Darüber hinaus werden Spannungen umgelagert, so dass das Kriechen nicht nur aus Sicht der Gebrauchstauglichkeit, sondern auch im Nachweis der Tragfähigkeit berücksichtigt werden muss.

Im Vergleich zu den heute üblicherweise verwendeten Bemessungsregeln fordert [2] für den Nachweis der Verbindungsmittel folgende Erweiterungen:

- Berücksichtigung eines zusätzlichen Zeitraums
- Berücksichtigung der Auswirkungen der Lastumlagerungen infolge Kriechen

Im Folgenden soll auf diese beiden Punkte näher eingegangen werden.

### 5.2 Maßgebende Zeitpunkte (oder „Steifigkeit zieht Kräfte an“)

Bei der Bemessung von Bauteilen, die ein ausgeprägtes Kriechverhalten aufweisen, werden i.d.R. die Zeitpunkte  $t=0$  und  $t=\infty$  nachgewiesen, wobei der Zeitpunkt  $t=0$  derjenige Zeitpunkt ist, bei dem das Tragwerk erstmals mit der Bemessungslast belastet ist, und der Zeitpunkt  $t=\infty$  im Hochbau der Zeitdauer nach 50 Jahren entspricht. Da Verbundkonstruktionen innerlich statisch unbestimmte Bauteile sind, wird die Belastung entsprechend dem Steifigkeitsverhältnis der Komponenten aufgeteilt. Weisen die beiden Querschnitte eine unterschiedliche Endkriechzahl, aber eine zeitlich affine Entwicklung wie z.B. beim Verbund zweier Betonbauteile auf, kann gezeigt werden, dass der Extremwert des Steifigkeitsverhältnisses und damit der Extremwert der Schnittgrößen bzw. Spannungen immer zu den Zeitpunkten  $t=0$  oder  $t=\infty$  auftritt. Dies gilt sofern die Kriechzahl stetig ansteigt und asymptotisch gegen einen Grenzwert konvergiert.

Bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen haben beide Materialien sowohl unterschiedliche Endkriechzahlen als auch eine unterschiedliche zeitliche Entwicklung (vgl. Abb. 4).

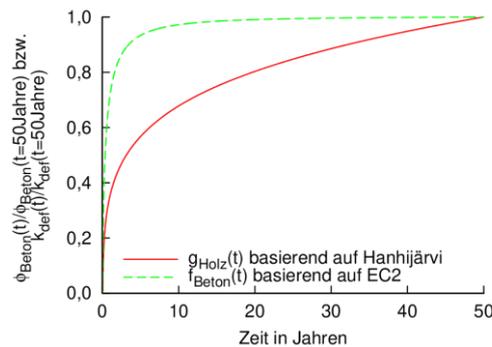


Abbildung 4: Zeitfunktionen der Kriechzahlen des Betons  $f_{\text{Beton}}(t)$  und des Holzes  $g_{\text{Holz}}(t)$

Werden die Verläufe der Kriechzahlen auf den Endwert normiert und gegenübergestellt, zeigt sich für Beton ein deutlich stärkeres Kriechen in den ersten Jahren. Dies bedeutet, dass die rechnerische äquivalente Steifigkeit des Betons in diesem Zeitpunkt stärker durch Kriechen abnimmt als jene des Holzes. Entsprechend dem Grundsatz Steifigkeit zieht Kräfte an, führt das schnellere Kriechen des Betons zu einer verstärkten Belastung das Holz stärker belastet wird.

Im Zeitraum von 3 bis 7 Jahren ist die Kriechzahlentwicklung beider Materialien annähernd gleich. Damit treten in diesem Zeitraum keine wesentlichen Schnittgrößen auf. Nach diesem Zeitraum ist das Kriechen des Betons größtenteils abgeschlossen, und das Umlagerungsverhalten im HBV-Querschnitt wird durch das Kriechen des Holzes dominiert. Damit verbunden findet eine Umlagerung hin zum Beton statt.

Zusammenfassend ist es bei Holz-Beton-Verbundkonstruktionen also nicht immer hinreichend, den ULS-Nachweis für die Zeitpunkte  $t=0$  und  $t=\infty$  durchzuführen, da sich auch Zwischenzustände infolge der unterschiedlichen zeitlichen Entwicklung als kritisch erweisen können.

Dieser zusätzliche Zeitpunkt stellt einen zusätzlich zu führenden statischen Nachweis dar. Wird die Holz-Beton-Verbunddecke allerdings im Gesamten betrachtet, zeigt sich, dass im eigentlichen Anwendungsbereich von Holz-Beton-Verbunddecken häufig der Verformungsnachweis maßgebend wird. Damit wird einerseits den Planenden ein weiterer Zeitpunkt aufgebürdet, der aber andererseits häufig nur eine geringe Auswirkung auf die Abmessungen haben wird, da die Verformung die Querschnittshöhen bestimmt.

Im Rahmen der Entwicklung von [2] wurde der Einfluss dieses zusätzlichen Zeitpunkts untersucht. Das wesentliche Ergebnis ist, dass dieser kritische Zwischenzustand im Intervall zwischen 3 und 7 Jahren nicht nachgewiesen werden muss, sofern der Nachweis zu den Zeitpunkten  $t = 0$  und  $t = 50$  Jahre mit einer um 25% erhöhten Spannung der ständig wirkenden Belastung eingehalten ist.

### 5.3 Berücksichtigung des Kriechens

Um das zeitabhängige Verhalten der Verbunddecke zu beschreiben, werden die Kriechzahlen der jeweiligen Materialnorm verwendet. Diese Kriechzahlen sind als das Verhältnis der Kriechverformung zur elastischen Anfangsverformung definiert. Die Auswirkungen des Kriechens lässt sich durch eine Modifikation des E-Moduls erfassen:

$$E^* = \frac{E}{1+k_{def}} \quad (8)$$

Durch die Verwendung des mit der Kriechzahl modifizierten E-Moduls kann der Endzustand direkt bestimmt werden, so dass die Schnittgrößen im Endzustand bestimmt werden können. Strenggenommen ist allerdings diese Berücksichtigung des Kriechens nur dann zulässig, wenn keine, z.B. durch angrenzende Bauteile, behinderte Dehnung vorhanden ist.

Wird das Bauteil in seiner Kriechverformung komplett behindert, wird dies als Relaxation bezeichnet. In diesem Fall ist die gesamte Verformung konstant über die Zeit. Wird für diesen Fall der effektive E-Modul bestimmt, ergibt sich für die Relaxation ein effektiver E-Modul von

$$E^* = \frac{E}{e^{k_{def}}} = \frac{E}{1+\varphi_{Verbund} \cdot e^{\tilde{k}_{def}-1}} \quad (9)$$

In einem Holz-Beton-Verbundsystem werden allerdings die beiden Fälle Kriechen und Relaxation nicht erreicht. Weder handelt es sich um eine reine Kriechverformung, da die beiden Querschnittsteile Holz und Beton sich gegenseitig beeinflussen; noch handelt es sich um eine Relaxation, da die Steifigkeiten des Holz- bzw. Betonquerschnitts endliche Werte aufweisen und damit immer eine Verformung einhergehen wird. Dies hat zur Folge, dass

sich die effektive Verbundkriechzahl zwischen der Kriechzahl des reinen Kriechens und der effektiven Kriechzahl bei Relaxation einstellt.

Dieses Phänomen tritt nicht nur im Holz-Beton-Verbundbau auf. [11] entwickelte eine Lösung für die Lastumlagerungen bei Betonbauteilen mit nachträglich aufgebrachtem Betonen. [12] (siehe [13]) erweitert dieses Verfahren für den Holz-Beton-Verbund insbesondere hinsichtlich der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge unter der Annahme einer verschmierten Verbindungsmittelsteifigkeit. In [14] wurde die unterschiedliche zeitliche Entwicklung berücksichtigt.

Damit erhält man Bestimmungsgleichungen für die effektive Kriechzahl  $\varphi_V$  beider Komponenten unter Berücksichtigung der Auswirkungen der Verbundtragwirkung, des Einflusses der unterschiedlichen zeitlichen Entwicklung und des Einflusses der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge (vgl. [14])

Allerdings sind diese Bestimmungsgleichungen für die Bemessung z.T. aufwendig, so dass Vereinfachungen angestrebt werden. Dazu wird in Anlehnung an [15] die Kriechzahl mit einem Beiwert  $\psi$  multipliziert (vgl. Tab. 1).

Um das Kriechen nun in der Schnittgrößenermittlung berücksichtigen zu können, wird der E-Modul in der Berechnung durch folgende Beziehung ermittelt

$$\begin{aligned} E_H(t) &= \frac{E_0}{1+\psi_H \cdot k_{def}} && \text{Holz} \\ E_B(t) &= \frac{E_0(t_{Belastung})}{1+\psi_B \cdot \varphi} && \text{Beton} \\ K(t) &= \frac{K_0}{1+\psi_{VBM} \cdot k_{def}'} && \text{Verbindung} \end{aligned} \quad (10)$$

Die effektive Kriechzahl des Verbindungsmittels bestimmt sich zu

$$k_{def}' = 2 \cdot k_{def} \quad (11)$$

$k_{def}'$  effektive Kriechzahl des Verbindungsmittels  
 $k_{def}$  Endkriechzahl des Holzes

**Tabelle 1: Verbundfaktoren zur Ermittlung der Verbundkriechzahl für Deckensysteme ( $b_H = b_B$ ,  $1/5 < A_{B,eff}/A_H < 1$ ) und für Balken ( $b_H \ll b_B$ ;  $1 < A_{B,eff}/A_H < 5$ )**

|   |                                    |
|---|------------------------------------|
| Beton $\varphi = 3,5$ ; $k_{def} = 0,6$ |                                    |
| $\psi_B(t = 3 - 7a)$                    | $= 2,5 - \gamma_1^{1,1}$           |
| $\psi_B(t = \infty)$                    | $= 2,6 - 0,8\gamma_1^2$            |
| Beton $\varphi = 3,5$ ; $k_{def} = 0,8$ |                                    |
| $\psi_B(t = 3 - 7a)$                    | $= 2,2 - 0,8 \cdot \gamma_1^{1,2}$ |
| $\psi_B(t = \infty)$                    | $= 2,3 - 0,5\gamma_1^{2,6}$        |
| Beton $\varphi = 2,5$ ; $k_{def} = 0,6$ |                                    |
| $\psi_B(t = 3 - 7a)$                    | $= 1,9 - 0,6 \cdot \gamma_1^{1,1}$ |
| $\psi_B(t = \infty)$                    | $= 2,0 - 0,5\gamma_1^{1,9}$        |
| Beton $\varphi = 2,5$ ; $k_{def} = 0,8$ |                                    |
| $\psi_B(t = 3 - 7a)$                    | $= 1,7 - 0,5 \cdot \gamma_1^{1,1}$ |
| $\psi_B(t = \infty)$                    | $= 1,8 - 0,3\gamma_1^{2,5}$        |
| Holz in allen Fällen                    |                                    |
| $\psi_H(t = 3 - 7a)$                    | $= 0,5$                            |
| $\psi_H(t = \infty)$                    | $= 1,0$                            |
| Verbindung in allen Fällen              |                                    |
| $\psi_{VBM}(t = 3 - 7a)$                | $= 0,65$                           |
| $\psi_{VBN}(t = \infty)$                | $= 1,0$                            |

Für den Zeitpunkt  $t=0$  sind alle  $\psi$ -Werte zu 0 zu setzen.

Die Vergrößerung der Kriechzahl bei den Verbindungsmitteln um den Faktor 2 beruht auf der Tatsache, dass lokal eine höhere Beanspruchung im Bereich der Verbindungsmittel auftreten kann, so dass hier größere Verformungen zu erwarten sind.

Da Kriechen und Schwinden sich gegenseitig beeinflussen können, bzw. die Auswirkungen des Schwindens durch das Kriechen teilweise reduziert werden, darf entsprechend [2] das Schwinden des Betons für den Zeitpunkt 3 bis 7 Jahre auf 60% und für den Endzeitpunkt auf 90% reduziert werden. Als Schwindbeginn ist auch im Fall der Herstellung der Decke auf einer Schalung bzw. Rüstung immer der Zeitpunkt des Endes der Nachbehandlung. Hintergrund dafür ist, dass die Schwinddehnung Eigenspannungen erzeugt, die nicht durch Kriechen innerhalb des Zeitraums der Lagerung nennenswert abgebaut werden können. Damit hat der Herstellungsablauf für die Schwinddehnung keine größeren Auswirkungen.

## 6 Bemessungsablauf

In Abb. 5 und Abb. 6 ist der Bemessungsablauf im Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dargestellt, wobei die wesentlichen Neuerungen von [2] im Vergleich zu einer Bemessung nach Zulassung in rot markiert sind.

Im Vergleich zu einer Bemessung von reinen Holzbauteilen ist ein wesentlicher Unterschied, dass Belastungen in kriecherzeugende Belastungen und kurzzeitig wirkende Belastungen aufgeteilt werden. Für diese beiden Gruppen werden die Spannungen und Verformungen getrennt berechnet. Lediglich die Schnittgrößen der kriecherzeugenden Belastungen sind mit den Steifigkeiten zum Zeitpunkt  $t=3$  bis 7 Jahre bzw.  $t=50$  Jahre zu berechnen.

Nach der Schnittgrößenermittlung mit den u.U. unterschiedlichen Steifigkeiten werden die Schnittgrößen der beiden Gruppen überlagert und der Nachweis geführt.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Die Holz-Beton-Verbundbauweise wurde bereits vielfach untersucht und auch angewendet. So sind einige Verbindungsmittel mittlerweile zugelassen, so dass einer Anwendung von Holz-Beton-Verbund auf Basis dieser Zulassungen nichts im Wege steht. Um allerdings eine von den Zulassungen losgelöste Anwendung zu ermöglichen, ist mit der nächsten Generation der Eurocodes daran gedacht, den Holz-Beton-Verbundbau normativ zu erfassen.

Dazu wurde [2] als Technical Specification erstellt. Diese Technical Specification kann als Basis für einen zukünftigen Normenteil dienen. [2] unterscheidet sich im Vergleich zu den üblicherweise vorhandenen Regelungen der Zulassungen im Wesentlichen in folgenden Punkten

- **Einwirkung:** In [2] werden die Einwirkungen infolge unterschiedlicher Ausdehnung z.B. durch Temperaturänderung und/oder Feuchteänderungen explizit bestimmt. Damit kann die Bemessung der Bauteile auf die jeweiligen Randbedingungen angepasst werden. Die dafür notwendigen Teilsicherheitsbeiwerte und Modifikationsfaktoren sind gegeben.

- Verbindungsmittel: In [2] sind im 90° zur Fuge eingebaute, stiftförmige Verbindungsmittel auf Abscheren und Kerven geregelt. Die Kennwerte für die Berechnung wie Verschiebungsmodul und Tragfähigkeit sind zusammengestellt.
- Langzeitverhalten: Im Hinblick auf das Langzeitverhalten sind u.U. ein zusätzlicher Zeitraum nachzuweisen und die Auswirkungen der Lastumlagerungen auf die effektive Kriechzahl zu berücksichtigen.

## 8 Literatur

- [1] Jung P (2012) Holz-Beton-Verbunddecken in der Praxis und ihre Wirtschaftlichkeit. In: Holz-Beton-Verbunddecken in Theorie und Praxis. Hrsg.: Bau und Wissen, CH-Wildegg
- [2] CEN/TS 19103 (2022) Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau;
- [3] EN 1995-1-1:2010-12 (2010) Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.
- [4] EN 1992-1-1: 2010 (2010) Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau;
- [5] EN 1991-1-1: 2010 - 12 (2010) Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau.
- [6] EN 1991-1-5: 2010 - 12 (2010) Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen, Temperatureinwirkungen.
- [7] EN 1990 (EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010) Eurocode 0: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
- [8] EN 1995-2: 2010 (2010) Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 2: Brücken.
- [9] Michelfelder B (2006) Trag- und Verformungsverhalten von Kerven bei Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Dissertation, Universität Stuttgart Institut für Konstruktion und Entwurf
- [10] Kudla K (2017) Kerven als Verbindungsmittel für Holz-Beton-Verbundstraßenbrücken. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf
- [11] Kupfer H, Kirmair H (1987) Verformungsmoduln zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme aus zwei Komponenten mit unterschiedlichen Kriechzahlen. Bauingenieur 62:371–377
- [12] Kreuzinger H (1994) Verbundkonstruktionen Holz / Beton
- [13] Blass H-J, Ehlbeck J, Linden M v. d., Schlager M (1995) Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen. Versuchsanstalt für Stahl Holz und Steine Universität Karlsruhe
- [14] Schänzlin J (2003) Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart
- [15] EN 1994-1-1: 2010 (2010) Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau;

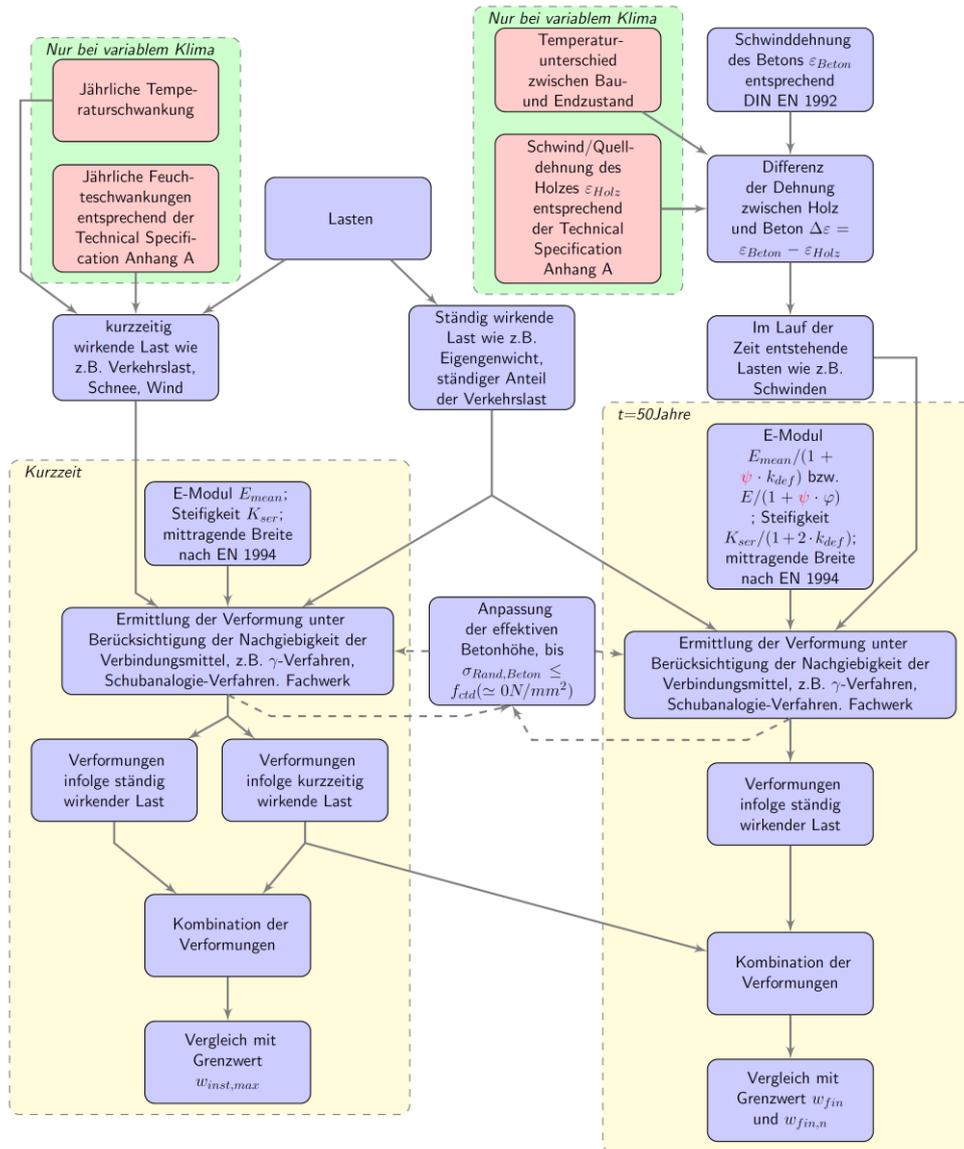


Abbildung 5 Bemessungsablauf im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

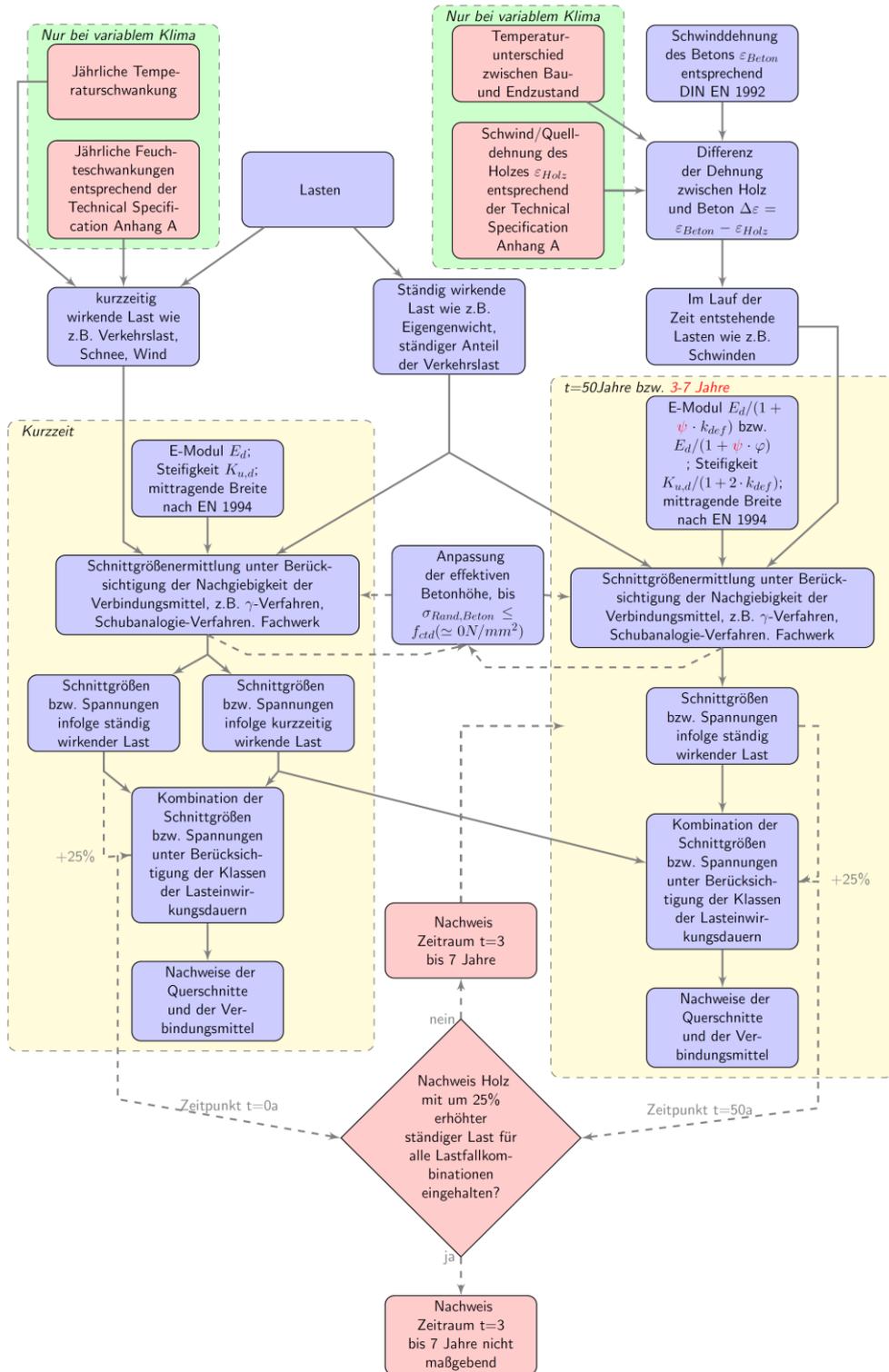


Abbildung 6 Bemessungsablauf im Grenzzustand der Tragfähigkeit



# Mehr Wissen, größere Stichproben

Nguyen Viet Tue, Kim Huy Hoang

*König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH, Niederlassung Graz, Österreich*

## KURZFASSUNG:

Zur Berücksichtigung der probabilistischen Eigenschaften von Baustoffen und Beanspruchungen werden Teilsicherheitsfaktoren für die Planung von Bauwerken eingeführt. Um die rechnerische Zuverlässigkeit der Bauwerke auf der sicheren Seite zu erzielen, müssen die normativ eingeführten Teilsicherheitsfaktoren die gewöhnliche Streuung der Grundgesamtheit repräsentieren. Das ist sinnvoll bei Ortbetonbauweise, da der Tragwerksplaner im Allgemeinen keine genauen Kenntnisse über die letztlich zum Einsatz kommenden Baustoffe besitzt und sich deshalb auf die normativen Angaben stützen muss. Für die Fertigteilindustrie ist es im Sinne der Nachhaltigkeit und auch Wirtschaftlichkeit viel sinnvoller, wenn die Eigenschaften des Betons deutlich umfangreicher als nur die Druckfestigkeit charakterisiert und durch verstärkte Qualitätssicherung kontrolliert werden, da die Eigenschaften der wesentlichen Ausgangsstoffe (Gesteinkörnungen und Zement) von einzelnen Fertigteilwerken über einen großen Zeitraum nur in einem geringen Umfang streuen. Die Fertigteilwerke können hierdurch unter Umständen die Besonderheiten ihrer Produkte hervorheben und die Tragwerksplaner die für die Bemessung relevante Eigenschaften unter Berücksichtigung der normativ geforderten Zuverlässigkeit der Bauwerke gezielt einsetzen. Insgesamt kann hierdurch sowohl die Bauwerke als auch deren Nachhaltigkeit verbessert werden.

## 1 Einleitung

In den statischen Berechnungen werden sowohl für Last als auch für Material Teilsicherheitsbeiwerte berücksichtigt. Dies sorgt dazu, dass die Versagenswahrscheinlichkeit unserer Bauwerke auf ein akzeptables Maß begrenzt wird [1] (i. d. R.  $10^{-6}$  für Nutzungsdauer von 50 Jahren), da streng genommen Lasten und Baustoffe probabilistische Größen sind.

Bei einer Produktion mit guter Qualitätssicherung und besserer Charakterisierung der Eigenschaften müsste somit ein kleinerer Teilsicherheitsbeiwert möglich sein. Dies ist jedoch in der Praxisanwendung von Beton derzeit nicht der Fall. Einheitlich wird ein Sicherheitsbeiwert von 1,5 gefordert [2]. Bei Reduzierung auf 1,35 muss die Festigkeit in jedem Bauteil ermittelt, und die Bauteile, die die Anforderung nicht erfüllen, aussortiert werden [3]. Diese Forderung ist für Bauteile aus Ortbeton aber auch für Fertigteile praktisch machbar. Aus diesem Grund wird in der Fertigteilindustrie im Allgemeinen die Qualitätssicherung auf Mindestmaß reduziert und den hohen Sicherheitsbeiwert in Kauf

genommen. Im Sinne der Nachhaltigkeit ist dies eine falsche Vorgehensweise, da hiermit Ressourcen unnötig verbraucht werden.

In diesem Beitrag werden die Überlegungen dargestellt und anhand eines konkreten Beispiels gezeigt, wie durch verbesserte Qualitätskontrolle der erforderlichen Sicherheit für den Beton im Fertigteilbau reduziert werden kann ohne dabei die Zuverlässigkeit der Bauteile zu mindern. Im Interesse der Nachhaltigkeit der Betonbauweise sollte die hier dargestellte Idee als Anregung für den zukünftigen Umgang mit dem meist verwendeten Baustoff in der Welt verstanden werden.

## 2 Charakterisierung des Betons

Entsprechend der normativen Anforderung wird der Beton allein durch die Druckfestigkeit charakterisiert. Die anderen mechanischen Eigenschaften sind mehr oder weniger abgeleitete Größen, für die die Betonhersteller gegenüber seinen Kunden nicht garantieren müssen. Dies stellt eine pragmatische Vorgehensweise im Sinne der Betonhersteller dar. Es ist jedoch bekannt, dass die abgeleiteten Größen eines

Betons von dessen Zusammensetzung und Ausgangstoffen deutlich beeinflusst werden. Zum Beispiel weist ein mehlkornreicher Beton im Allgemeinen einen geringeren E-Modul und eine größere Zugfestigkeit auf. Die Ausgangstoffe auf Sandsteinbasis mit einem deutlich geringeren E-Modul einher. Unterschiedliche Ausgangstoffe können zu Abweichungen im E-Modul bis zu +/- 40 % führen [2]. Bei einem Fertigteilwerk bleiben die maßgebenden Ausgangstoffe Gesteinskörnungen und Zement für die Herstellung einer Betonsorte im Allgemeinen über einen längeren Zeitraum konstant. Bei entsprechenden Untersuchungen im Rahmen der Erstprüfung und Qualitätssicherung können die für die Tragwerksplanung von wesentlicher Bedeutung als abgesicherte Größen angegeben werden. Diese sind:

- Arbeitslinie einschließlich der Druckfestigkeit
- E-Modul
- Spaltzugfestigkeit/Zugfestigkeit
- Kriechen und Schwinden
- Expositionsclassen

Diese Angaben sind für Tragwerksplaner sehr hilfreich, um die gewünschten Bauwerkseigenschaft zielsicher und nachhaltig zu erreichen. Um den Beton in die normative Regelung zutreffender einzuordnen, soll die Arbeitslinie mit den ermittelten Parametern mittel Gl. (3.14) in EC2, Abschnitt 3.1.5 verifiziert werden. In Abbildung 1 ist als Beispiel die Arbeitslinie eines Betons C50/60 im Vergleich mit der in EC2 angegebenen Arbeitslinie verglichen

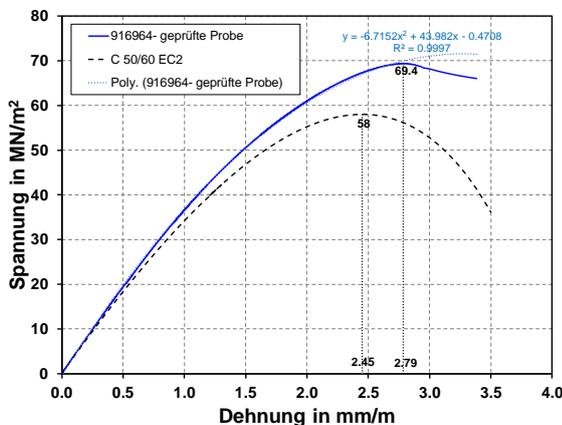


Abbildung 1 Vergleich der Arbeitslinie eines C50/60 aus [4]

Man kann erkennen, dass der Beton insgesamt großes Vorhaltemaß aufweist, und die Dehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit etwas größer als die in EC2 angegebene Dehnung ist. Falls diese Eigenschaften durch regelmäßige Prüfung bestätigt werden, kann der Vorhaltemaß geringer gewählt werden und somit der Zementgehalt reduziert werden.

### 3 Streuung und Sicherheitbeiwert

In Abbildung 2 ist die qualitative Darstellung der Verteilungsfunktion der Beanspruchung und des Widerstands dargestellt. Die Fläche des Überlappungsbereich der beiden Kurven ist der Maß für die Versagenswahrscheinlichkeit. Man kann erkennen, dass bei gleichem Mittelwert die Versagenswahrscheinlichkeit größer ist wenn die Streuung der beiden Größen zunimmt und theoretisch immer ein Restrisiko zu erwarten ist, da die beiden Funktionen beliebige Werte im Bereich  $-\infty/+\infty$  annehmen könnten.

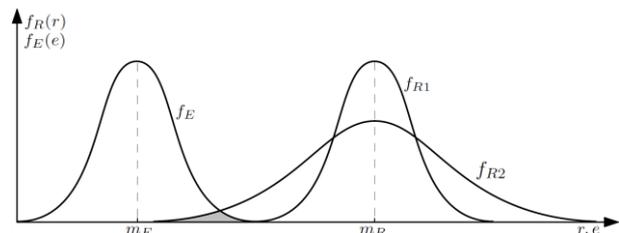


Abbildung 2 qualitative Darstellung der Verteilungsfunktion zur Verdeutlichung der Versagenswahrscheinlichkeit [7]

Der Teilsicherheitsbeiwert für Material stellt im Allgemeinen das Verhältnis zwischen dem charakteristischen Wert  $R_k$  und dem Bemessungswert  $R_d$  auf der Widerstandsseite dar:

$$\gamma_m = \frac{R_k}{R_d} \quad (1)$$

Der charakteristische Wert des Materials mit 5%-Fraktile kann bei einer Normalverteilung mit dem Mittelwert  $\mu$  und dem Variationskoeffizient  $v$  wie folgt angegeben werden:

$$R_k = \mu \cdot (1 - 1,645 \cdot v) \quad (2)$$

und der Bemessungswert unter Berücksichtigung des Sicherheitsindex  $\beta$  und Verteilungsfaktors  $\alpha_R$ :

$$R_d = \mu \cdot (1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot v) \quad (3)$$

Der Teilsicherheitsbeiwert ergibt sich hiernach unter Berücksichtigung eines Modellunsicherheitsfaktors von 1,1 zu:

$$\gamma_m = 1,1 \cdot \frac{1 - 1,645 \cdot v}{1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot v} \quad (4)$$

Bei Zugrundelegung einer Log-Normalverteilung gilt Folgendes für den charakteristischen Wert und den Bemessungswert:

$$R_k = \mu \cdot \exp(-1,645 \cdot v - 0,5 \cdot v^2) \quad (5)$$

$$R_d = \mu \cdot \exp(-\alpha_R \cdot \beta \cdot v - 0,5 \cdot v^2) \quad (6)$$

Somit ergibt sich der Teilsicherheitsbeiwert zu

$$\gamma_m = 1,1 \cdot \exp(\alpha_R \cdot \beta \cdot v - 1,645 \cdot v) \quad (7)$$

In der Regel wird der charakteristische Wert der Normalverteilung verwendet, so dass der Teilsicherheitsbeiwert wie folgt ermittelt werden kann:

$$\gamma_m = 1,1 \cdot \frac{1 - 1,645 \cdot v}{e^{-(0,8 \cdot \beta \cdot v + 0,5 \cdot v^2)}} \quad (8)$$

Der Unterschied zwischen den Gleichungen (4) und (8) ist bei kleinen Variationskoeffizienten ( $v < 0,10$ ) gering. Die Abbildung 3 verdeutlicht dies.

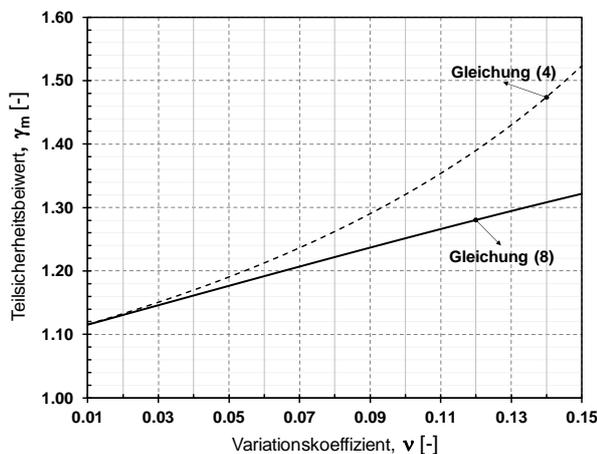


Abbildung 3 Auswertung der beiden Gleichungen (4) und (8)

## 4 Beispiel für die Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwerts

### 4.1 Auswertung vorhandener Daten

Bei Hallen aus Stahlbetonfertigteilen werden die Stützen oftmals sowohl für den vertikalen als auch für horizontalen Lastabtrag herangezogen. Dies hat

einen großen Vorteil für die Gestaltung von Treppenhäusern bezüglich der Öffnungen in den Wänden und der Verbindungen zwischen den Wänden selbst. Bei mehrgeschossigen Hallen weisen sie dadurch nicht selten eine Schlankheit bis zu 200 auf. Für die Bemessung spielt der Einfluss der Th. II. Ordnung und somit auch der E-Modul die entscheidende Rolle. Gemäß dem deutschen Nationalanwendungsdokument NA [3] zur Anwendung von EC2 sollte für den E-Modul ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 berücksichtigt werden, obwohl es bekannt ist, dass die Streuung des E-Moduls um seinen Mittelwert von kaum einer Bedeutung für die als Integralgröße zu bezeichnende Tragwerksverformung hat. Wie folgt gezeigt wird, dass eine gute Qualitätssicherung und Materialprüfung gute Argumente zur Reduzierung des Sicherheitsfaktors liefern können.

Für den Beton C80/95 liegen die im Rahmen der Bei einem Fertigteilwerk sollten Fertigteilstützen aus einem Beton C80/95 hergestellt werden. Es liegen die im Rahmen der Qualitätssicherung gesammelten Messdaten von einem Zeitraum von 2 Jahren vor Für die Zylinderdruckfestigkeit sind 413 Einzelwerte und für den Elastizitätsmodul 38 Einzelwerte vorhanden. Die statistische Auswertung der beiden Materialkennwerte ist in den Tabellen 1 und 2 dargestellt.

Tabelle 1: Statistische Auswertung der Zylinderdruckfestigkeit (413 Einzelwerte)

| Mittelwert [MPa] | Standardabweichung [MPa] | 5%-Quantil [MPa] | Variationskoeffizient [-] |
|------------------|--------------------------|------------------|---------------------------|
| 97,0             | 5,2                      | 88,7             | 0,054                     |

Tabelle 2: Statistische Auswertung des Elastizitätsmoduls (38 Einzelwerte)

| Mittelwert [MPa] | Standardabweichung [MPa] | 5%-Quantil [MPa] | Variationskoeffizient [-] |
|------------------|--------------------------|------------------|---------------------------|
| 45.260           | 850                      | 43.862           | 0,019                     |

Gemäß den Ergebnissen der Zylinderdruckfestigkeiten kann der Beton auf der sicheren Seite liegend der Festigkeitsklasse C80/95 gemäß EC2 zugeordnet werden, wobei der charakteristische Wert des verwendeten Betons ca. 10 % höher ist als der nach EC2 geforderte Wert. Der Beton weist somit ausreichenden Vorhaltemaß auf. Die Streuung der

Druckfestigkeit ist deutlich geringer als die zur Ermittlung des normativen Teilsicherheitsfaktors zugrunde gelegte Streuung von 15%.

Der mittlere E-Modul des verwendeten Betons ist etwas größer als die Angabe in EC2 für C80/95 mit 42.000 MPa. Vor allem wird die Erwartung bestätigt, dass die Verwendung von Gesteinkörnungen aus einer Kiesgrube und die Serienfertigung zu einer sehr geringen Streuung des E-Moduls führen. Im Vergleich zu der Streuung der Druckfestigkeit beträgt die des E-Moduls nur ca. 1/3.

#### 4.2 Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes

Entsprechen den Ergebnissen in [4] wird für die Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Streuung von Bauteil- zu Laborwerten ein Faktor  $f = 0,85$  eingeführt. Dieser Faktor gilt im Allgemeinen für Ort beton und liegt somit für die Fertigteileproduktion auf der sicheren Seite. Damit sind folgende Streuungen in den Bauteilen zu erwarten:

Druckfestigkeit:  $\frac{v}{f} = \frac{0,054}{0,85} = 0,064$

Elastizitätsmodul:  $\frac{v}{f} = \frac{0,019}{0,85} = 0,022$

Der Teilsicherheitsbeiwert kann gemäß EC0 [2] wie folgt ermittelt werden:

$$\gamma = \alpha_m \cdot \frac{1 - 1,645 \cdot v}{e^{-(0,8 \cdot \beta \cdot v + 0,5 \cdot v^2)}}$$

mit:

- $\alpha_m$  Modellunsicherheit, für die globale Größe wie Verformung kann 1,05 und für Querschnittsbemessung 1,1 angesetzt werden
- $v$  ... Variationskoeffizient
- $\beta$  ... Zuverlässigkeitsindex, hier 3,8 für einen Zeitraum von 50 Jahre
- 1,645 ... Fraktillfaktor für 5% Quantil

Mit den ermittelten Streuungen werden folgende Teilsicherheitsfaktoren ermittelt:

Druckfestigkeit:  $\gamma = 1,14$

Elastizitätsmodul:  $\gamma = 1,082$

Mit den Ergebnissen kann im konkreten Fall für die Berechnung der Tragwerksverformung ein Teilsicherheitsfaktor von  $\gamma = 1,10$  angesetzt werden. Für die Bemessung der maßgebenden Querschnitte ist die Verwendung eines Sicherheitsfaktors von 1,35 für die Fertigteile gemäß [5] auf der sicheren Seite. Die Bemessung der Stützen sollten in zwei Schritten erfolgen. Zuerst werden die Schnittgrößen unter

Berücksichtigung der Mittelwerte der Materialeigenschaften, wobei für den E-modul ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,1 angesetzt wird, unter Berücksichtigung der Rissbildung sowie Kriechen und Schwinden ermittelt werden [6]. Es handelt sich hierbei um eine nichtlineare Berechnung. Anschließend werden die maßgebenden Querschnitte unter Berücksichtigung der Bemessungswerte der Materialeigenschaften ermittelt. Der Nachweis gilt erbracht, wenn

$$E_d \leq R_d \tag{4}$$

In Abbildung ist die Vorgehensweise der Berechnung zusammenfassend dargestellt. In diesem Zusammenhang wird vollständigshalber darauf hingewiesen, dass für die Ermittlung der Tragwerksverformung eine Vordimensionierung der Stütze erforderlich ist. Falls bei der Querschnittabmessung eine höhere Bewehrung erforderlich ist, können die Ergebnisse der Querschnittsbemessung als ausreichend betrachtet werden. Im Fall, dass eine geringere Bewehrung erforderlich und diese Ergebnisse umgesetzt werden sollten, muss die nichtlineare Berechnung mit der neuen Bewehrung wiederholt werden, da sonst die Tragwerksverformung auf der unsicheren Seite wegen der geringeren Querschnittssteifigkeit unterschätzt wird.

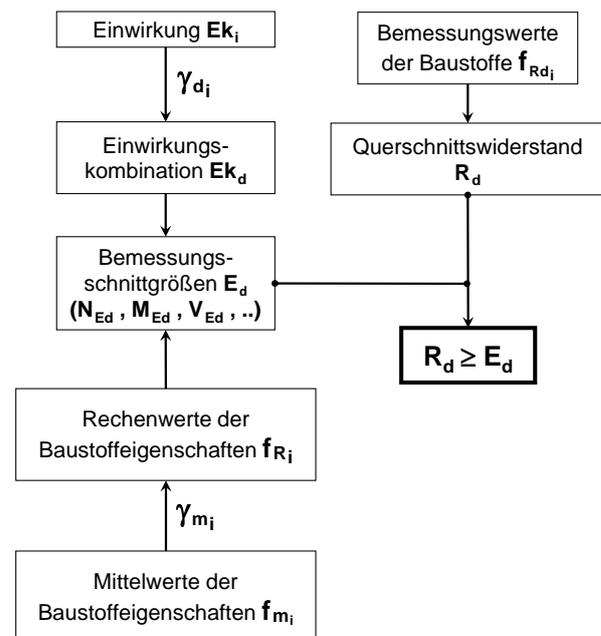


Abbildung 4 Vorgehensweise der Bemessung mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten

## 5 Zusammenfassung und Empfehlung

Die Nachweise im konstruktiven Ingenieurbau erfolgen im Allgemeinen durch einen deterministischen Vergleich ( $R_d \geq E_d$ ). Zur Berücksichtigung der probabilistischen Eigenschaften des Materials und der Beanspruchung werden Teilsicherheitsbeiwerte eingeführt. Anders als bei der Verwendung von Ortbeton, bei dem der Tragwerksplaner im Allgemeinen keine genauen Kenntnisse zu den Materialeigenschaften verfügt, und sich deshalb auf die normativen Angaben stützen muss, können die Fertigteilewerke durch eine eingehende Erstprüfung und Qualitätssicherung die Eigenschaften der von ihnen verwendeten Betone gut charakterisieren. Anhand der gewonnenen Daten kann die Streuung der Materialeigenschaften ermittelt und daraus die erforderlichen Teilsicherheitsfaktoren unter Berücksichtigung der normativ geforderten Zuverlässigkeit ermittelt werden. Der Aufwand für die Materialprüfung ist hierdurch höher. Insgesamt lohnt es sich sowohl im Interesse der Nachhaltigkeit, aber auch der Wirtschaftlichkeit.

Schenck; Vieweg+Teubner Verlag, Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, Wiesbaden 2008

## 6 Literatur

- [1] DIN EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung 1/NA 2013-04 (2013).
- [2] DIN EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [3] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter- Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [4] Statistische Auswertung der Arbeitlinie für den Beton C50/60 von Max Bögl; TU Graz, 2024
- [5] DIN EN 13369: Allgemeine Regeln für Betonfertigteile
- [6] DAfStb 631: Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken; Beuth Verlag, Berlin 2019
- [7] Grundlagen des Stahlbetonbaus, 3. Auflage; Gert König, Nguyen Viet Tue, Gunter



# LINZER DOM doppelt gekrümmt- innovativ geschalt

DI Gernot Parmann,  
*PURAcrete GmbH, Österreich*

BM DI Stefan Leitner  
*Leitner Zimmerei & Baugesellschaft m.b.H, Österreich*

DI Peter Kaufmann, DI Dominik Schraml, DI Sara Hansemann-Vidačak  
*PURAcrete GmbH, Österreich*

## KURZFASSUNG:

Außergewöhnliche Entwürfe im Bereich Design und Architektur stellen neue Anforderungen an gegenwärtige Produktionsmethoden. Während der Werkstoff Beton und die effiziente Planung mittels digitaler Konstruktionstools vielversprechende Möglichkeiten bieten, erweist sich die Herstellung frei geformter Gebäudehüllen oft als zeit- und ressourcenaufwendig sowie kostenintensiv. Die Produktion von doppelt gekrümmten Betonbauteilen ist seit der Hochphase des Betonschalensbaus in den 60er Jahren des 20. Jahrhunderts nahezu in Vergessenheit geraten. In diesem Paper wird die Realisierung von frei geformten Betonflächen mithilfe modernster digitaler und fertigungstechnischer Verfahren erläutert, wobei komplexe Geometrien zunächst in Betonfertigteile zerlegt und durch innovative Schalungen und Methoden effizient produziert werden.[1]

## 1 Einleitung

Die PURAcrete GmbH wurde im 2023 mit der Fertigung eines freigeformten Betondachs in Betonfertigteilebauweise sowie der konstruktiven Planung und Bemessung der Anschluss- und Verbindungsdetails beauftragt. Das Geometriemodell zur Verwendung für ergänzende Gewerke war ebenfalls Teil der Beauftragung. Die Schalenbauweise gilt grundsätzlich

als Königsdisziplin des Stahlbetonbaus; durch die richtige Formgebung und die Beanspruchung aus überwiegend Membrankräften sind sehr große Schaltheiten und hohe Materialeffizienzen möglich. Diese Eigenschaften unterscheiden sich stark von den biegebeanspruchten Standard-Stahlbetonbauteilen, die in den meisten Bauprojekten verwendet werden.



Abbildung 1 Ansicht Domcenter, Entwurf: Peter Haimerl Architektur

Allerdings scheint die Blütezeit der Betonschalenskonstruktionen vorbei zu sein. Die hohen Herstellungskosten werden oft als Grund für den Niedergang der Stahlbetonschalen genannt. Die Kosten für die aufwendigen, arbeitsintensiven Großschalungen stehen in einem ungünstigen Verhältnis zu dem an sich kostengünstigen Werkstoff Stahlbeton. Zudem können die Schalungskonstruktionen nach dem einmaligen Herstellungsprozess in der Regel nicht wiederverwendet werden.

Umso problematischer stellt sich das Szenario dar, wenn der gesamte Entwurf sich nicht den Prinzipien der Schalentragwirkung unterwirft sondern losgelöst eine formale Information über den Prinzipien der Physik steht. Im hier beschriebenen Projekt kann die einzige Systematik durch die dreifache Wiederholung der Struktur gebildet werden. Die einzelnen Bauteile selbst jedoch sind an der Grenze des Machbaren anzusiedeln. Derartige Bauteile sind bisher nur durch Verfahren der Manufaktur herzustellen und nicht im Sinne einer effizienten, industrialisierten Fertigung. Angesichts dieser Umstände stellt sich die Frage nach effektiveren Konstruktions- und Fertigungsprozessen, welche im Folgenden erläutert werden. [2]

### 1.1 Digitale Prozesskette, Geometrie

Die von Architekt Peter Haimperl entworfenen Formen mussten im Planungsprozess kontinuierlich angepasst und neu aufgebaut werden. Die zur Fertigung notwendigen Daten wurden aus den CAD-Modellen extrahiert, was eine absolut perfekte Modellierung der Formen erforderlich machte. Die Umsetzung der Konstruktion erfolgte in Rhinoceros 3D, einer idealen Softwareumgebung für den Einsatz von parametrischen Werkzeugen und die Verarbeitung von freigeformten Flächen.

Bei geometrisch derart aufwendigen Flächen sind die Auswirkungen von Änderungen extrem: Eine kleine Änderung der Gesamtform bedingt die Anpassung der Bewehrungslagen, der Einbauteile, des Lehrgerüsts der Schalungen 1-4 sowie des Statikmodells. Im konkreten Fall wurden noch während der Fertigung massive Änderungen wie Durchbrüche in den Schalen und das Zerschneiden von gesamten Bauteilen vorgenommen, welche absolut zeitkritisch waren und die gesamte Planung

beeinflussten. Alleine die Neuaufbereitung des Statikmodells wäre ohne die Hilfsmittel der parametrischen Konstruktion im vorgegebenen Zeitrahmen nicht umsetzbar gewesen.[3]

### 1.2 Bauweise und Konstruktion

Das Domcenter wurde schlussendlich als zweischalige Fertigteilkonstruktion umgesetzt; die untere tragende Schale mit einer Dicke zwischen 6-36 cm und die obere als Deckschale bezeichnete 6cm starke Schicht aus UHPC. (Abbildung 2) Die Verbindung der Fertigteile erfolgte durch Verschweißen von Verbindungselementen, da die ursprünglich geplante Variante der Verbindung mit Spannschlössern und überdrücken der Fugen nicht mehr möglich war. [4][5]

Zusätzlich handelt es sich durch die veränderlichen Querschnitte tatsächlich um vier völlig unterschiedliche Flächen und Konturen, die durch jeweils gesondert herzustellende Schalungen abgebildet werden.

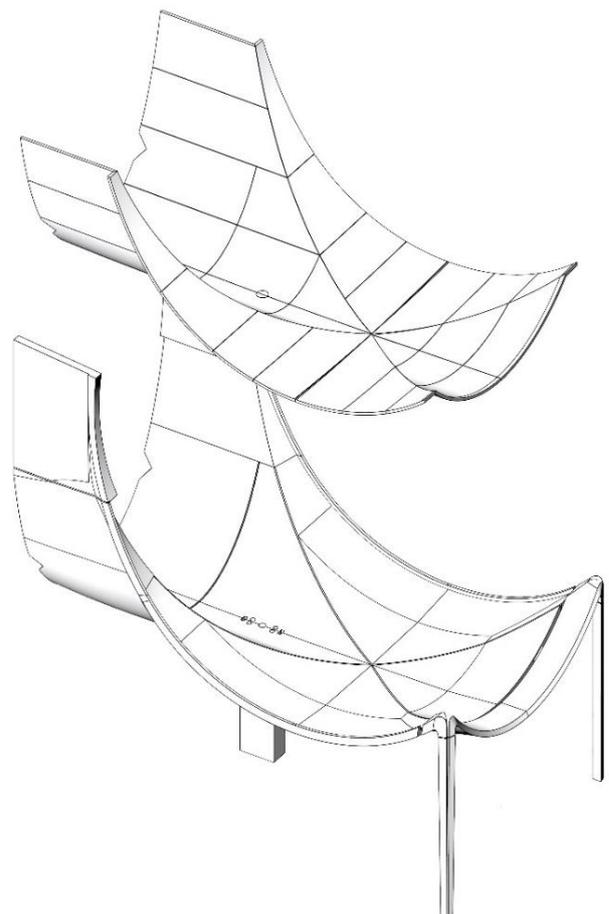


Abbildung 2 Systemisometrie

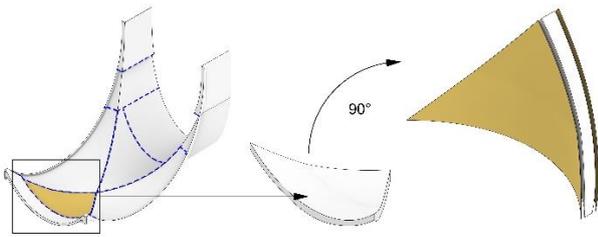


Abbildung 3 Segmentierung der Tragschale

## 2 Herstellung der Fertigteile

Die Produktion der doppelt gekrümmten Fertigteile erfolgte in 2 Schritten; die wandartige, stehende Betonage der Tragschalensegmente und anschließend die Betonage der Deckschalen, ebenfalls stehend. (Abbildung 3) Der Umstand, dass sämtliche Bauteile ohne Einfüll- bzw. Abziehseiten ausgeführt werden mussten, bedingte die umseitige Schalung sowie das Einpumpen des Betons durch die Schalhaut.

### 2.1 Schalungssegmente

Zur Herstellung der PURAform- Elemente, welche letztendlich nicht nur die Schalhaut, sondern auch das gesamte tragende Schalungssegment bilden, ist radiale Segmentierung

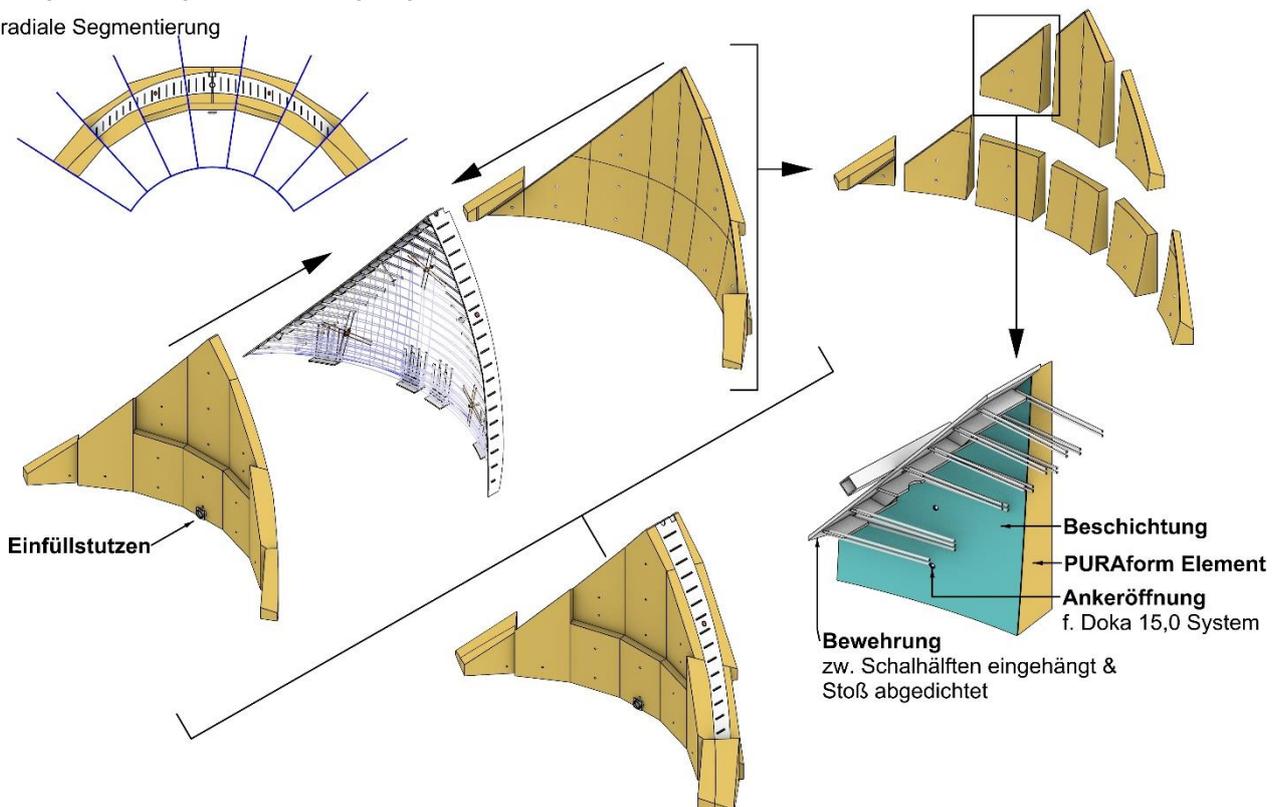


Abbildung 4 Regelaufbau Schalungen

zunächst ein Positiv der herzustellenden Geometrie erforderlich. Die PURAform Segmente bestehen dann aus einem mechanisch stark belastbaren mineralischen Werkstoff in Kombination mit einem Bindersystem, der Werkstoff ist frei formbar.[6] Die von den Positiven abgenommenen Schalungssegmente aus PURAcrete Basismaterial weisen eine nominale Dicke zwischen 8 und 10 cm auf und eine Regelgröße von 90 mal 200 cm. Die so entstehende Gesamtschalung ist für eine Betonierhöhe von 4,20m und die Betonage mit SCC (vollhydrostatisch) ausgelegt. Die Rüstung der Schalung erfolgte zusätzlich mit Mehrzweckriegeln WS 10 Top 50 und dem Ankersystem 15,0mm der Doka Österreich GmbH.

Die Schalungssegmente selbst werden nach der Betonage recycelt und dem Werkstoffkreislauf wieder zugeführt.

### 2.2 Schalungsaufbau und Bewehrung

Die Schalungssegmente selbst beinhalten alle zum Aufbau notwendige Flächen und Informationen, können also ohne weitere Lehren oder Vermessung gestellt und mechanisch verbunden werden. Dies ist durch ein sehr enges Toleranzfeld bei der Fertigung der Segmente selbst möglich. Die Sichtseite wird

nach dem Stellen nicht mehr gelöst, da die Fugen verspachtelt und verschliffen werden mussten. Die Schließwände (spätere Oberseite der Schale) wurden teilbar ausgeführt. [7] (Abbildung 5)

Die Fertigteile der Tragschale besitzen also eine sichtbare Seite, diese befindet sich an der späteren Unterseite des montierten Bauteils.

Im größten Teil der Konstruktion befindet sich die Hauptzugzone an der Oberseite der Tragschale, somit war es notwendig die erste Lage der Bewehrung in den Hauptspannungsrichtungen so nah wie möglich an die Oberseite zu bringen.

Dementsprechend wurden die Bewehrungen an den sogenannten Schließwänden gebunden und nach Fertigstellung auf die bereits gestellten Schalungen der Sichtseite verhooben. Die Verlegung der Bewehrung erfolgte demnach von oben nach unten. Dies wurde notwendig, da die Bewehrung an den seitlichen Einbauteilen angeknüpft wird und diese somit eine unverrückbare horizontale Sperrlage bilden.

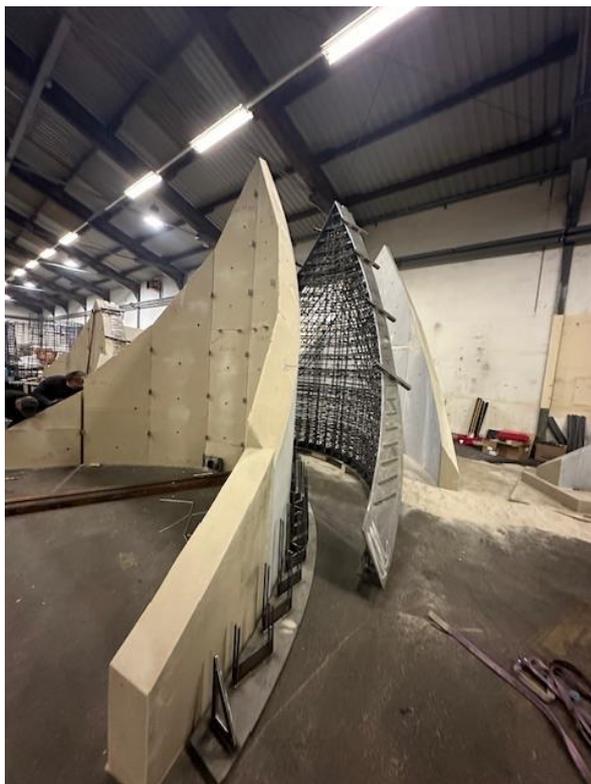


Abbildung 5 Bewehrungskorb nach dem Binden

Die Grundbewehrung ist 4-lagig, in den Randbereichen ergänzt um zwei Zulagen; somit ist der Großteil 6-lagig aus DM12 und DM16 bewehrt. Die Bewehrung wurde schichtweise gestapelt. Ein

nachträgliches Einfädeln von Bewehrungsstäben in eine tiefere Lage ist bedingt durch die Geometrie nur schwierig möglich. Die Herstellung des Bewehrungskorbes erfolgte deshalb wie folgt:

- Lage 1, oben: Lage eindeutig definiert durch Schalung.
- Lage 2, oben: liegt orthogonal auf Lage 1 verbunden mit Einbauteilen
- Lage 3, oben: Zusatzbewehrung Randbereich
- Lage 4, unten: schließt an Lage 2 an und bildet die Geometrie der Krümmung in die zweite Richtung ab, verbunden mit Einbauteilen
- Lage 5, oben: Gleiche Richtung wie Lage 1
- Lage 6, oben: Zusätzliche Bewehrung im Randbereich.

Der Gesamtprozessablauf zu Herstellung der Schalenteile in einzelnen Schritten:

- Schließwand als Bewehrungskorblehre provisorisch stellen. Einbauteile und Hebeanker positionieren.
- Bewehrungskörbe binden.  
Die Bewehrungskörbe wurden großteils vorgebunden und zwischengelagert.
- Stellwand (Sichtseite) stellen für alle drei Betonagen final stellen, verspachteln und glätten.
- Bewehrungskorb mitsamt den Einbauteilen einheben.
- Schließwand stellen.

Die Gesamtgeometrie, wie auch die hohen statischen Anforderungen in den Stößen bedingen Einbauteile die vollflächig über die Stoßfugen reichen. Diese Einbauteile bestehen aus lasergeschnittenen und verschweißten Blechen. Diese definierten zusätzlich die Geometrie des Randbereichs der Bewehrungskörbe und dienten als Anbindungspunkte zur Lagedefinition der gekrümmten Bewehrungsstäbe. In den stark beanspruchten Bereichen rund um die Stützen wurden im Projektverlauf Durchbrüche eingeführt. Aus diesem Grund mussten in diesem Bereich sowie auch im Bereich der Bauteilfugen Doppelkopfanke als Durchstanzbewehrung

bzw. zum Verbinden der Bewehrungslagen ergänzt werden. Diese variierten in der Länge von 115-355mm, insgesamt wurden ca. 2300Stk. verbaut.



**Abbildung 6** Schließwand mit Bewehrung und Einbauteilen

### 2.3 Betonage

Die Betonage der Tragschale wurde mit Weißzement- SCC C50/60 umgesetzt. Die verwendete Betonrezeptur wurde für den speziellen Fall mit Master Builders Solutions GmbH entwickelt und im Betonwerk der Alpacem GmbH hergestellt. Die Anlieferung des Betons erfolgte mit Fahrmischern in auf die Schalungen abgestimmten Mengen.

Um die geplanten kurzen Ausschalzeiten zu ermöglichen, wurde vor Ort eine Reifeüberwachung durchgeführt sowie die Feststellung der Festigkeit zum Ausschalzeitpunkt.

Das Füllen der Schalung erfolgte durch eine Hallenpumpe und SCC- Füllstutzen der Doka Österreich GmbH am Schalungstief- und Mittelpunkt.

Es wurde immer ein voller Durchgang an Tragschalensegmenten betoniert, ausgeschalt, verladen und montiert. Die pure Dimension der Bauteile am Fertigungsstandort sowie die notwendigen Zeiten zur Manipulation der Bauteile verlangte nach einem derartigen Vorgehen.

### 3 Transport und Montage

Die einzelnen Segmente wogen bis zu 14 Tonnen bei einer Längenausbreitung von 7,20 Metern und einer Höhe von 4,20. Die Transporte durch Tieflader mit Begleitfahrzeug konnten durch die gewählte Segmentierung minimiert werden

Bis auf die obersten Aufsatzteile wurden die Fertigteile in Betonierlage transportiert. Das Drehen in Einbaulage erfolgte vor Ort bei der Montage bzw. dem Verheben vom LKW auf das Lehrgerüst.

Die hierzu notwendigen Anker wurden von Beginn an eingeplant und vorgesehen.

Das Lehrgerüst wurde aus Doka Staxo-Elementen hergestellt und mit aufgesetzten Formholzrahmen die exakt an die Geometrie angepasst wurden, ergänzt. (Abbildung 7) Die Montage erfolgte auf zwei Grundgerüsten und einem Formholzrahmen der weitergesetzt wurde. Nach dem Ablegen und Ausrichten der Fertigteile erfolgte die Verschweißung der Fugenbleche; zuerst an der Oberseite und in einem zweiten Schritt an der Unterseite. Der Zwischenraum zwischen den Blechen wurde aus bauphysikalischen Gründen mit Kunstharz ausgegossen, die Schweißfugen an der Außenseite verspachtelt und dem Beton angeglichen.



Abbildung 7 Lehrgerüst

## 4 Deckschale

Die finale sichtbare Schicht an der Oberseite der Struktur besteht aus doppelt gekrümmten UHPC-Platten mit einer konstanten Dicke von 6 cm. Die Bauteile sind einlagig bewehrt, mit Zusatzbewehrung in den Randbereichen. Die Verlegung erfolgte auf einer Schutzlage aus Gummigranulat direkt auf die Dachhaut. Hierzu wurde die darunter liegende Dämmebene ebenfalls durch PURAcrete modelliert und beidseitig doppelt gekrümmt bearbeitet.

Die Deckschale liegt in weiten Bereichen schwimmend auf der Tragschale, an Bereichen mit hoher Last aus Windsog sind die einzelnen Platten lösbar miteinander verschraubt.[5]

## 5 Tragsystem

Die Dachkonstruktion besteht aus 3 gleichen mehrschaligen Schalentragswerken, mit Abmessungen von jeweils etwa 6m Breite 10m Länge und einer vertikalen Erstreckung von bis zu 6,6m. Jede Schale selbst besteht aus einer unteren Tragschale sowie einer darüber liegenden nicht tragenden Deckschale, der dadurch entstehende Zwischenraum wird für Dämm- und Abdichtungsmaßnahmen genutzt. Die Trag- und Deckschalen wiederum sind nach den Erfordernissen der Fertigung in einzelne Teilstimente unterteilt. Zwischen den Schalen befindet sich ein rund 1,2m breiter Bereich, welcher mit einem gekrümmten Oberlicht versehen wird.

## 5.1 Lastabtrag

Jede Schale ruht auf 3 Stützen, wovon sich jeweils eine in den dem Platz zugewandten Ecken (Randstützen) und die dritte Stütze, nachfolgend Hauptstütze genannt, nahe dem Schwerpunkt der Konstruktion (etwa im Drittelpunkt vom Dom gemessen) befindet. Die Hauptstütze wird im Keller weitergeführt und stellt somit einen stehenden Träger mit Kragarm dar. Die Eckstützen werden mit Schweißgründen an der Decke über KG angeschlossen. Die Hauptstütze übernimmt maßgeblich den Lastabtrag (ca. 90%) sowie die Aussteifung der Konstruktion. Die Eckstützen unterstützen hierbei bei der Aufnahme von Momenten.

## 5.2 Entwurfsmodell

In der Angebotsphase des Projektes wurde ein vereinfachtes Modell zur Vorbemessung der verschiedenen Entwurfsvarianten des zuständigen Architekten genutzt. (Abbildung 8) Abbildung 10 Dieses Modell wird über die Schnittstelle Grasshopper/RFEM in die FE-Software RFEM 6 überführt und dort analysiert. Aus der Vorbemessung ergaben sich zwei Dickenbereiche, wobei der Regelbereich mit 20cm und der verstärkte im Bereich der Hauptstütze mit 30 cm definiert wurde. (Abbildung 9) Nach Durchgang weiterer Entwurfsvarianten und der Einarbeitung von Gestaltungswünschen, durch den Konstrukteur, ergab sich eine Geometrie, welche mit konstanten Dickenbereich nicht mehr abzubilden war. Somit war es erforderlich die vorhandene Schnittstelle zu adaptieren und die Geometrie neu zu teilen. Um die Anzahl der Dickenbereiche zu beschränken, wurden die im Modell gemessenen Dicken auf 20mm gerundet und im Raster eingelesen. (Abbildung 10)

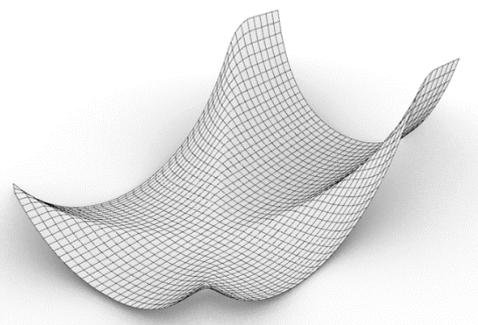


Abbildung 8 Entwurfsmodell der Mittelfläche in Rhino

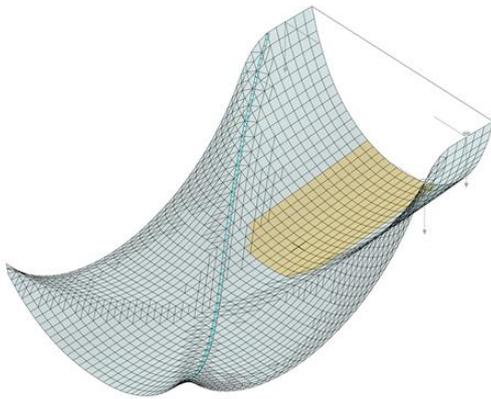


Abbildung 9 Dickenbereiche 200 und 300mm nach Vorstatik

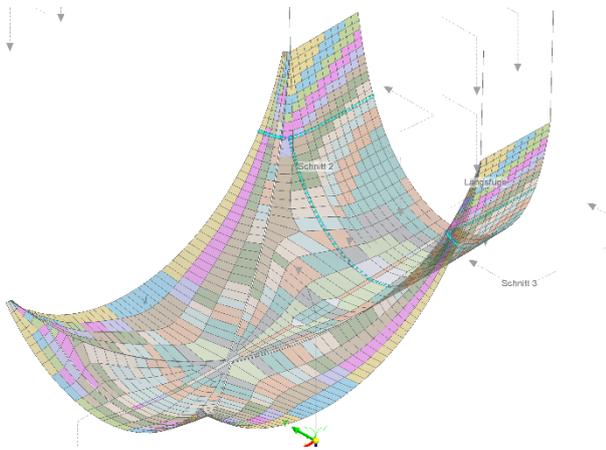


Abbildung 10 Dickenbereiche von 120-360mm Ausführungsstatik

### 5.3 Materialwahl

Unter Berücksichtigung des Materialverbrauches und der benötigten Betonmenge je Betonierabschnitt und der bei der Fa. PURAcrete vorhandenen Infrastruktur, wurden folgende (mindest) Betongüten festgelegt.

|                     |                 |
|---------------------|-----------------|
| Tragschale:         | $\geq C50/55$   |
| Deckschale:         | $\geq C100/110$ |
| Eckstützen:..       | $\geq C90/100$  |
| Hauptstütze:        | $\geq C35/45$   |
| Bewehrung:          | B550            |
| Bewehrungsprodukte: | B550/B500       |
| Baustahl: ....      | S355            |

### 5.4 Bemessungsmodell

Für die Bemessung musste das Modell (Abbildung 11) nochmals angepasst und adaptiert werden um, entsprechend bearbeitbare Ergebnisse für die Bewehrungsführung und die Detailbemessung zu erhalten. Folgende Änderungen am Modell wurden implementiert:

- thermische Trennung Front
- Stützen als Bauteil
- Stahlverbindungsmittel als Stäbchen
- Linienfreigaben
- Schnitte zur Ergebniskontrolle
- Sonderlastfälle „Wasserstau“
- Temperaturlastfälle
- Auflagerfedern
- Aufsatzteile wurden durch Stäbe ausgebildet

Das Modell besteht somit aus:

- 1411 Flächenelementen
- 455 Stabelementen
- 3398 Linien
- 1894 Knoten

Auch ermöglicht die Teilung der Geometrie, in eine Vielzahl von Kleinflächen konstanter Dicke, die gezielte lokale Modifikation von Steifigkeitseigenschaften der Struktur. Eine Derartige Modifikation war z.B. für die Beurteilung der Verformungen der Struktur erforderlich.

### 5.5 Verformungsabschätzung

Für die Kontrolle der notwendigen Bauwerksfugenbreite zum Dom musste eine Analyse der Verformungen auch unter Langzeiteinflüssen und Rissbildung erfolgen. In der gewählten Software ist zum Stand der Berechnung jedoch eine Methode mittels Verteilungsbeiwerten implementiert, welche sich eher nur für plattenartige Strukturen eignet. Aus Ermangelung einer genaueren Berechnungsmethode wird somit folgender Ansatz verfolgt. [8]

Die Endkriechzahl ergibt sich lt. EC2 für einen C50/60 und  $t_0=14$  Tage zu:

$$\varphi_{\infty} = 1.5 \text{ für gew. Ablauf} \quad (1)$$

$$k_{kriech} = \frac{1}{1 + \varphi_{\infty}} \cong 0,4 \quad (2)$$

Berechnung des Steifigkeitsabfalls nach [8]

$$k_b = \frac{10 \cdot \rho \cdot (1 - k_x/3)}{\frac{\rho \cdot 2,2}{k_x} + \frac{1}{\alpha_e} \left[ 1 - \left( \frac{(0,2 - \alpha_e \cdot \rho) \cdot f_{ctm}}{\rho \cdot \sigma_s^{II}} \right)^2 \right]} \leq 1 \quad (3)$$

Das nachfolgende Diagramm zeigt den Steifigkeitsverlust nach der obenstehenden Gleichung für einen Plattenstreifen von 1m auf 0,25m Höhe und 1% Bewehrungsgehalt. Es ist ersichtlich, dass sich der Abfall aber einer Stahlspannung von 200N/mm<sup>2</sup> in beiden Fällen abflacht, daher wird für die weitere Betrachtung mit nachfolgenden Werten gerechnet.

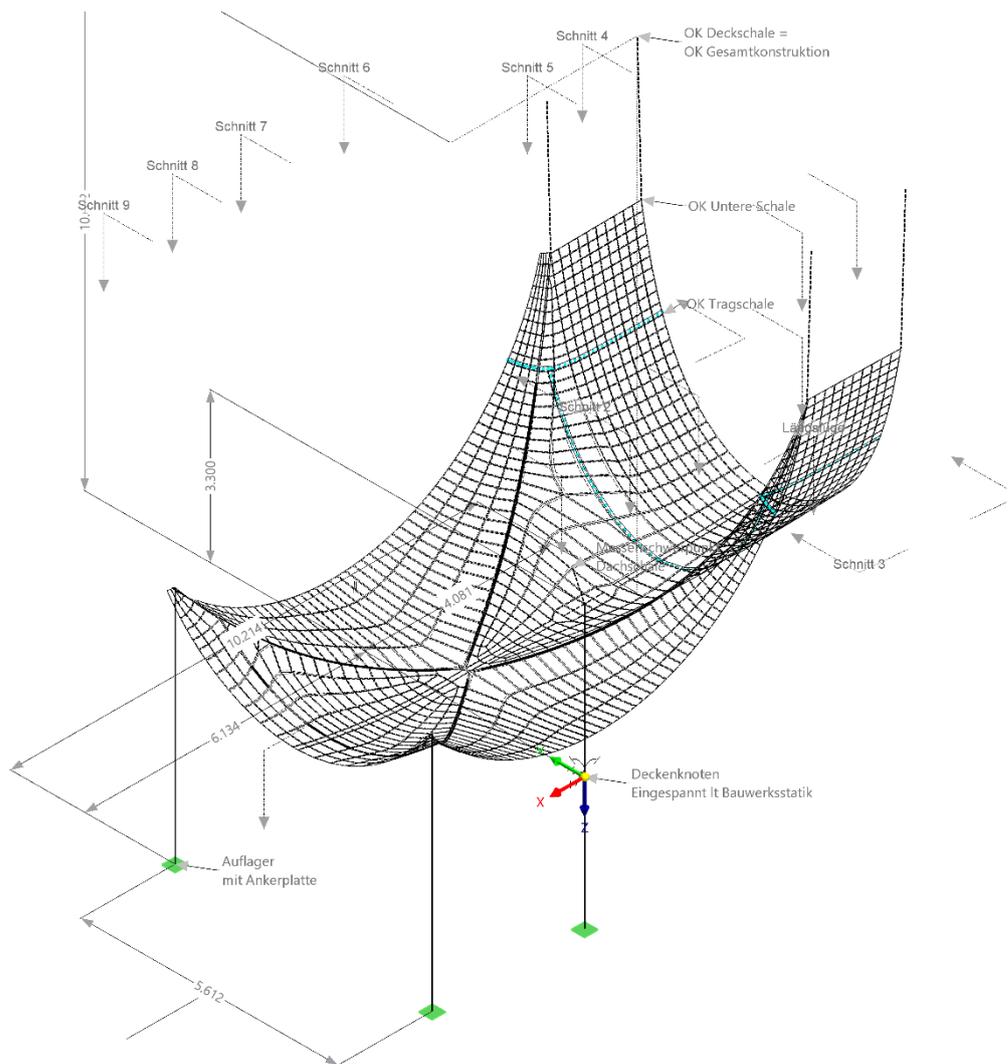


Abbildung 11 Übersicht Bemessungsmodell in RFEM

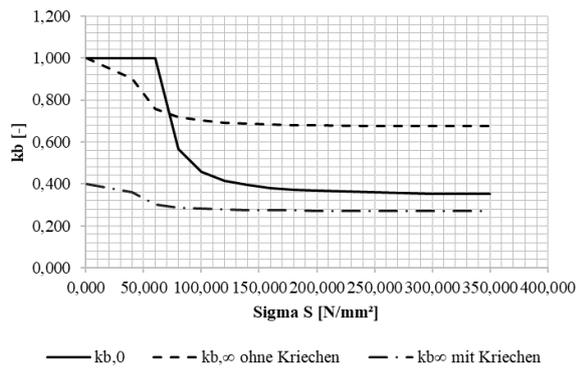


Abbildung 12 Vergleich Steifigkeitsabfall  $t_0$  zu  $t_\infty$

$$k_{b,0} = \frac{EI_{II,t=0}}{EI_{I,=0}} = 0,35 \quad (4)$$

$$k_{b,\infty} = \frac{EI_{II,t=\infty}}{EI_{I,=0}} = 0,27 \quad (5)$$

Aufgrund der Implementierung der Verformungszunahme aus Kriechen durch eine Reduktion des E-Modules für die ständigen Lastfälle ist es erforderlich den Steifigkeitsabfall auf die Basis  $t=0$  umzurechnen. (6) Die so ermittelten Faktoren wurden auf die Biegesteifigkeit der gerissenen Elemente je nach Lastfall angewandt. Die Membransteifigkeit wurde in derselben Größenordnung angepasst, weshalb die Ergebnisse als konservativ angesehen werden können, da der Abfall der Dehnsteifigkeit bei gleicher Stahlspannung weniger stark ausfällt als jener der Biegesteifigkeit. [8]

$$k_{\text{quasi ständige LFK}} = \frac{k_{b,\infty}}{k_{\text{kriech}}} = 0,675 \quad (6)$$

$$k_{\text{veränderliche LFK}} = k_{b,0} = 0,35 \quad (7)$$

Die Ergebnisse der einzelnen Lastfälle werden entsprechend der Vorgaben für die charakteristische Ergebniskombination kombiniert und mit Grenzwerten verglichen. Nachfolgend wird beispielhaft die Überprüfung der Verformungen an den oberen Enden der Seitenflügel wiedergegeben. [8] Die Ergebnisse liegen unter dem definierten Grenzwert von 50mm und sind nachfolgend wiedergegeben.

$$\eta_x = \frac{u_{x,max}}{\Delta_{Fuge}} = \frac{33,90mm}{50mm} = 0,68 < 1,0 \quad (8)$$

$$\eta_y = \frac{u_{y,max}}{\Delta_{Fuge}} = \frac{42,6mm}{50mm} = 0,85 < 1,0 \quad (9)$$

## 5.6 Bemessung der Stahlbauteile

Beide Schalenränder sind mit den vorhandenen Blechen längs der Fuge modelliert. Die Verbindung erfolgt an einer Fugenseite mit einem Stehenden Flachblech (an der angeschlossenen Fläche orientiert) an der anderen Seite mit einem liegenden Doppelflach (an der angeschlossenen Fläche orientiert). Die Beiden Stäbe werden mit einem Starrstab (Achse parallel zur Fuge) verbunden. Die beiden Stabtypen dienen in weiterer Folge, um Bemessungsschnittkräfte für die Detailnachweise auslesen zu können.

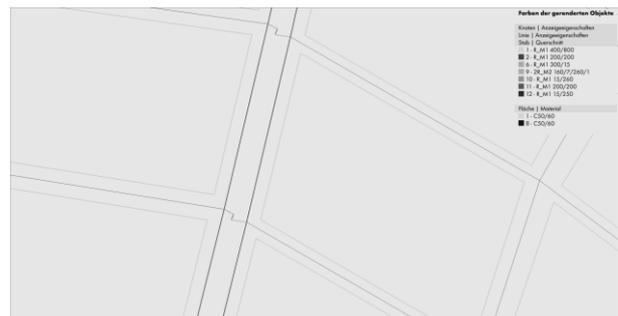


Abbildung 13 Fugenausbildung im Modell

Die Bemessung der Stahlbauteile erfolgt daraufhin mittels Tabellenkalkulation.

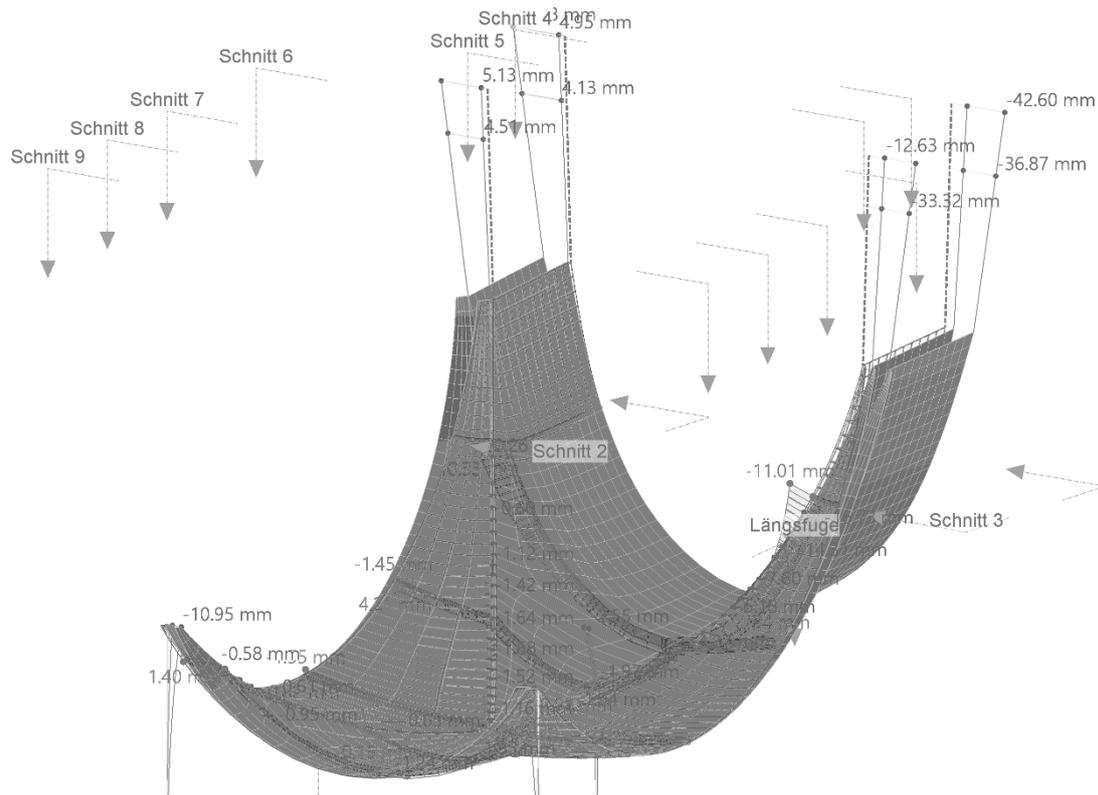


Abbildung 14 Querverformung der Konstruktion unter Berücksichtigung der Steifigkeitsabminderung

## 6 Zusammenfassung

Im Vergleich zur Zeit der Pioniere des Schalenbaus stehen uns heute digitale Planungs- sowie Fertigungsmethoden zur Verfügung die scheinbar unmögliches möglich machen. Im gleichen Maße sind jedoch in den letzten 50 Jahren auch die Anforderungen an die Bauteile um ein Vielfaches gestiegen. Bemessung, Bauphysik, Regelwerke und Normen verlangen nach riesigen Aufwendungen in der Konstruktion und Herstellung. Es ist also nicht selbstverständlich anzunehmen, dass unsere zeitgenössischen Methoden unmittelbar auch eine kostengünstige Lösung anbieten, vielmehr ist es nach wie vor der Aspekt des richtigen Materialeinsatzes, des Tragwerksentwurfs und der Systematisierung der Geometrie, welche über Effizienz entscheiden. Das gleiche gilt auch im Hinblick auf Bereiche der Materialeffizienz und Nachhaltigkeit. Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass ein Projekt wie das hier beschriebene bei sämtlichen Schritten der Herstellung nicht in die bekannten Abläufe der Bauwirtschaft passt. Die Umsetzung von nur minimal vom Standard abweichenden Tätigkeiten scheinen oft schier unmöglich.

## 7 Literatur

- [1] Parmann, G. (2017). *Neue Fertigungsmethode für Freiformgebäudehüllen aus Beton*. In Staatspreis Design 2017: Prämierte Projekte des Staatspreises Design (pp. 50-51). Bundesministerium für Wissenschaft und Forschung (bm: wf).
- [2] Parmann, G., Peters, S., Trummer, A., & Amtsberg, F. (2016). *Concrete Shells: A Structural Adventure*. In GAM (pp. 206-223).
- [3] Amtsberg, F., Parmann, G., Trummer, A., & Peters, S. (2016). *From Analysis to Production and Back Attempts and Results of Reusable Adaptive Freeform Production Strategies for Double Curved Concrete Construction Elements*. *Robotic Fabrication in Architecture, Art and Design 2016*, 304-315.
- [4] Santner, G. (2016). *Fügetechnik im UHPC-Schalenbau*.
- [5] Freytag, B., Sliskovic, V., Santner, G., Trummer, A., Parmann, G., & Juhart, J. (2016, September). *Freiformschalen aus UHPC-Bemessung, Herstellung, Montage*. In 3. Grazer

- Betonkolloquium (pp. 189-200). Verlag der Technischen Universität Graz.
- [6] Parmann, G., Peters, S., & Trummer, A. (2017, September). *Precast Elements for Building the Future*. In Proceedings of IASS Annual Symposia (Vol. 2017, No. 6, pp. 1-9). International Association for Shell and Spatial Structures (IASS).
- [7] Peters, S., Trummer, A., Amtsberg, F., & Parmann, G. (2017). *Precast concrete shells: a structural challenge*. In *Fabricate 2017: Rethinking Design and Construction* (pp. 250-258). UCL PRESS.
- [8] Fastabend, Michael. *Zur ingenieurmäßigen Bestimmung des Steifigkeitsabfalls von Stahlbeton im Zustand II*. *Beton-und Stahlbetonbau* 97.8 (2002): 415-420.



# Hochhaus VIENNA TWENTYTWO – zukunftsweisendes Bauen mit Innovation und Effizienz

Georg Trauner, Anton Rieder, Christoph Steiger  
Abteilung F&E, HABAU Hoch- und Tiefbaugesellschaft m.b.H., Österreich

## KURZFASSUNG:

Im Allgemeinen werden Hochhäuser als atemberaubende Architekturdenkmäler wahrgenommen; sie stehen oft als Zeichen für wirtschaftlichen und technologischen Fortschritt und symbolisieren Modernität und Innovation. Abseits davon aber bieten Hochhäuser auch eine attraktive Möglichkeit, dem steigenden Wohnflächenanspruch in Ballungsräumen gerecht zu werden. Allerdings entsprechen deren Tragkonstruktionen nicht immer den heute geforderten ökologischen Anforderungen, da für die Errichtung enorme Mengen an Beton und Stahl erforderlich sind. Oftmals werden Unsicherheiten in der Tragwerksplanung durch eine höhere Materialbilanz ausgeglichen. Ein vorgegebenes Verhältnis zwischen Materialeinsatz und zu erzielbarer Nutzfläche gibt es derzeit nicht. Im gegenständlichen Forschungsprojekt wird daher ein innovatives Hochhauskonzept in Leichtbaukonstruktion entwickelt, welches an einem realen Prototyp erforscht und entwickelt wird.

## 1 Einleitung

Zahlreiche in der Vergangenheit ausgeführte Hochhauskonstruktionen (Skelettbauweise) mit ähnlicher Gebäudehöhe weisen einen *stark unterschiedlichen Materialbedarf* auf.

Dies kann *zum einen* auf herausfordernde Bodenverhältnisse zurückgeführt werden, wodurch ressourcenintensive *Gründungskörper* gerechtfertigt sind (erfahrungsgemäß entfällt ca. ein Viertel des Betonbedarfs auf die Gründungskonstruktion, was die Materialbilanz entsprechend negativ beeinflusst). Interessanterweise lässt sich dies aber auch bei annähernd gleichen Bodenverhältnissen feststellen, was zunächst auf unterschiedliche Bemessungsphilosophien zurückzuführen ist.

Zum *anderen spielen* Grenzwertfestlegungen in der Dimensionierung der Tragkonstruktion eine entscheidende Rolle, welche im semiprobabilistischen Sicherheitskonzept geregelt sind. Darüber hinaus üben im Hochhausbau subjektiv wahrgenommene Kriterien (Behaglichkeit, Wohnkomfort, gemäß [4]) einen erheblichen Einfluss auf die Dimensionierung der Tragkonstruktion aus, welche die Anforderungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durchaus übersteigen können und daher strenger zu

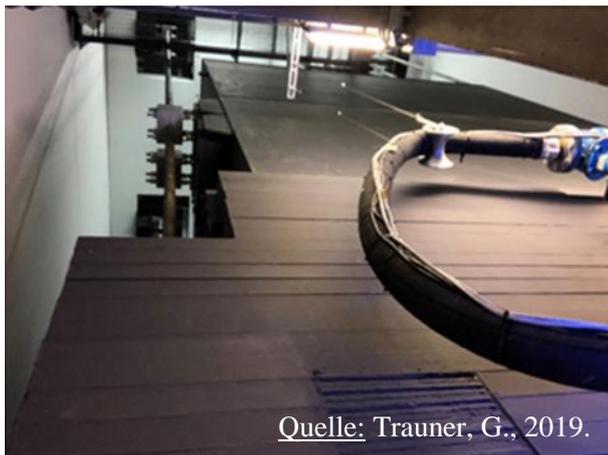
bewerten sind. Die Grenzwerte der Behaglichkeit sind in [3] geregelt und können durch ressourcenintensive, schwingungsdämpfende Maßnahmen auf konstruktivem Wege positiv beeinflusst (abgedämpft oder idealerweise sogar obsolet gemacht) werden. Allerdings sind diese Maßnahmen sehr ressourcenintensiv, da sie über ihre Masse (meist mehrere hundert Tonnen) wirken.

Letztendlich ist anzumerken, dass der Dimensionierung der Tragkonstruktion oftmals vereinfachte statische (zwei- oder auch dreidimensionale) Rechenmodelle („Digitale Zwillinge“) zugrunde liegen, was ebenfalls zu Unsicherheiten in der Prognose des Gebäudeverhaltens - zu Lasten der tragwerksseitigen Materialbilanz - führt. Hinzu kommen stark vereinfachte (also linearisierte) Belastungs- und Materialannahmen sowie eine nicht einheitliche Bemessungsphilosophie unter den Tragwerksplanern; dies führt zu stark verketteten Unsicherheiten (komplexe Parameterstruktur) und damit zu entsprechend teilweise überdimensionierten Tragkonstruktionen (gesteigerte Materialbilanz, [5]).

## 2 Stand der Technik

Je schlanker ein Hochhaus ist, desto empfindlicher reagiert es; um eine entsprechende Wohnqualität (Behaglichkeit) sicherzustellen, müssen gegebenenfalls entsprechende bauliche Maßnahmen (beispielsweise Schwingungstilger gegebenenfalls in Kombination mit Outrigger-Konstruktionen) getroffen werden, welche aber sehr ressourcenintensiv sind.

Das Kriterium der Behaglichkeit wird grundsätzlich auf rechnerischem Weg ermittelt; hierfür wird ein räumliches Analysemodell (FEM-Modell) erstellt, an dem die Eigenfrequenz eines Hochhauses berechnet wird. Auf Basis dessen werden schwingungsdämpfende Maßnahmen festgelegt. Der gesamte Prozess findet bereits in der Entwurfsphase statt.



Quelle: Trauner, G., 2019.

**Abbildung 1** Beispiel eines Schwingungstilgers realisiert am Hochhaus Donau City 1 (kurz: DC1): die ca. 350to schwere Stahlmasse ist an mehreren ca. 19,00m langen Stahlseilen im obersten Gebäudebereich montiert.

Es ist naheliegend, dass je genauer die Gebäude-Modelle sind, desto genauer fallen auch die Rechnergebnisse (Prognosen zum Schwingverhalten) aus. Allerdings sind den FEM-Programmen gewisse (Genauigkeits-)Grenzen gesetzt, da beispielsweise die Solver zur Lösung der Berechnungen nur eine gewisse Modellgröße (aufgrund der zur Verfügung stehenden Anzahl von Freiheitsgraden) erlauben. Große Gebäude-Modelle wie Hochhäuser weisen eine dementsprechend hohe Anzahl an Freiheitsgraden auf, wodurch oftmals nur Teilsysteme in einem Rechengang gerechnet werden können oder eben stark vereinfachte (ungenaue) Gesamtmodelle. Um

dennoch zufriedenstellende Ergebnisse zu erhalten, müssen also gewisse Vereinfachungen (Linearisierungen) getroffen werden. Als mögliche Folge entsteht aber das Risiko, dass ein gegebenenfalls erforderlicher Schwingungstilger nicht exakt auf das Gebäude abgestimmt werden kann.

Lässt sich die Eigenfrequenz aber nicht im Voraus hinreichend genau berechnen, ist auch die Wirksamkeit (Effektivität) des Dämpfungssystems nicht im Voraus zu bestimmen und es entsteht ein erhöhter Ressourcenverbrauch aufgrund konservativer Rechenannahmen.

## 3 Problemstellung

Im Zuge der (Tragwerks-)Planung eines Hochhauses entsteht ein grundsätzlicher Ressourcenaufwand, der im Allgemeinen auf mehreren Ebenen verteilt ist. Die Dimension der Tragkonstruktion (und somit des Ressourcenverbrauchs) liegt in der Hand des Tragwerksplaners. Für ihn ergeben sich folgende Handlungsfelder:

- auf Materialebene
- auf Bauteilebene
- auf Bauwerksebene

### 3.1 Materialebene

Die Einsatzfähigkeit *CO<sub>2</sub> reduzierter Betone* wird derzeit (Stand: 06/2024) auf Verbandsebene (beispielsweise ÖBV – Österreichische Bautechnik-Vereinigung) diskutiert und teilweise (über)bearbeitet. Es sollen entsprechende Arbeitsrichtlinien und Handlungsempfehlungen ausgegeben werden, welche den Einsatz *CO<sub>2</sub> reduzierter Betone* entsprechend sicherstellt.

Grundsätzlich erfreut sich die Beimengung von *Rezyklaten* (im gegenständlichen Forschungsvorhaben: Ziegelsplitt als Abfallprodukt beim Ziegelschnitt) zur Gesteinskörnung großer Beliebtheit, da sich dadurch auch die *CO<sub>2</sub>-Bilanz* deutlich verbessern lässt. Im Gegensatz dazu müssen aber deutliche Abstriche bei der Festigkeitsentwicklung gemacht werden, wodurch die Einsatzmöglichkeiten drastisch eingeschränkt werden.

### 3.2 Bauteilebene

Die statisch erforderliche Dimension eines Bauteils hat enormen Einfluss auf die Materialbilanz, da

diese im Gebäude wiederholt eingesetzt werden. Bauteile in Hochhäusern lassen sich grundsätzlich in folgende Gruppen einteilen:

- Geschossdecken
- Fassadenbauteile
- Stützen, Kerne
- Kellerkasten
- Bodenplatte

Es wird angenommen, dass es im Hochhausbau aufgrund des Klimaschutzes zu zahlreichen Innovationen bei allen Gruppen kommen wird. Bereits im gegenständlichen Forschungsprojekt (Prototyp: Vienna Twentytwo) finden innovative Bauteilgruppen in Leichtbaukonstruktion (erstmalig) Eingang.

### 3.3 Bauwerksebene

Die Leichtbaukonstruktion beeinflusst das Schwingungsverhalten eines Gebäudes und erfordert ab einer gewissen Schlankheit (Breite-zu-Höhe-Verhältnis des Hochhauses) entsprechende schwingungsdämpfende Maßnahmen (Tilger, Outrigger, etc.).

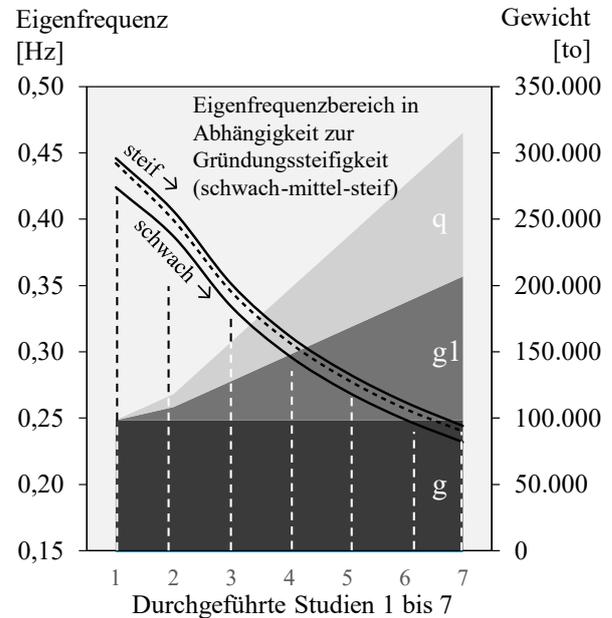
Wie eingangs erwähnt liegt bei der Berechnung des Schwingungsverhaltens von Hochhäusern eine entsprechende Herausforderung mitunter darin, eine Prognose zum Schwingungsverhalten zu machen. Je komplexer aber der Konstruktionsentwurf eines Bauwerks, desto schwerer ist es in einem 3D-Gesamtmodell diskretisierbar und desto schwerer gelingt letztendlich eine Prognose zum tatsächlichen Trag- bzw. Schwingungsverhalten.

Eine diesbezügliche Studie am Beispiel des 100m hohen Bruckner Towers in Linz zeigte, dass mit beliebig angenommener Massenverteilung und Gründungssteifigkeit (schwach-mittel-steif) die **reale Eigenfrequenz von 0,545Hz** (gemessen mit einem Dauermonitoring-System) mit Simulationsberechnungen an einem digitalen Zwilling nicht erreicht werden konnte.

Es entstehen letztendlich Zweifel, ob ein entsprechender Behaglichkeitsgewinn immer durch einen höheren Materialeinsatz oder durch entsprechend konservativer statischer Annahmen erreicht werden kann, da Schwingungstilger exakt auf die Eigenfrequenzen abzustimmen sind und andernfalls ineffizient sind.

**Tabelle 1 Gegenüberstellung der Messergebnisse zu den Rechenergebnissen**

|                               |
|-------------------------------|
| Erste Eigenfrequenz           |
| Messergebnis: <b>0,545Hz</b>  |
| Berechnung: 0,45Hz bis 0,25Hz |



**Abbildung 2 Ergebnisse der Parameterstudie am 100m Hochhaus Bruckner Tower in Linz zur Entwicklung der Eigenfrequenz in Abhängigkeit des Eigengewichts (g=konst.), der ständigen Lasten (g1=var.) sowie der Nutzlast (q=var.).**

## 4 Konzeptentwicklung

Es soll ein Hochhaustypus in Leichtbaukonstruktion entwickelt und erforscht werden, wobei ein Optimum an Ressourcenaufwand (ausgewogenes Verhältnis von Materialbilanz zu erzielbarer Nutzfläche) das Ziel ist. Die optimale Gebäudehöhe (Schlankheit) wird so bestimmt, dass gerade noch keine schwingungsdämpfenden Maßnahmen erforderlich werden. Die übergeordnete Eigenfrequenz dient dabei als Stellgröße.

Dies setzt zum einen entsprechend genaue Simulationsmodelle voraus. Zum anderen müssen die Prognoseberechnungen zum numerisch ermittelten Bauwerksverhalten mithilfe eines entsprechenden in situ Monitorings erstmals bestätigt und bei Bedarf adaptiert (kalibriert) werden.

## 5 Forschungsprojekt VTT

### 5.1 Prototyp

Im Zuge des Bauvorhabens *VIENNA TWENTYTWO* soll das neu entwickelte Konzept erstmals an einem Prototyp umgesetzt und erforscht werden. Es handelt sich dabei um ein Hochhaus vorzugsweise als Leichtbaukonstruktion, welches mit einer Gebäudehöhe von ca. 155m gerade so hoch ist, dass vorab unklar war, ob schwingungsdämpfende Maßnahmen tatsächlich erforderlich sind.



Abbildung 3 Visualisierung des Hochhauses VIENNA TWENTYTWO, einem ca. 155m hohem Gebäude.

Das Bauvorhaben wurde im April 2022 durch die Arbeitsgemeinschaft (kurz: ARGE) der beiden Bauunternehmen HABAU und DYWIDAG begonnen; seither wurden bereits zahlreiche Maßnahmen zur Umsetzung des innovativen Konzepts erforscht und umgesetzt. Das Bauvorhaben stellt eine außergewöhnliche Gelegenheit für die Entwicklung einer innovativen Bauweise im Hochhausbau dar, da das Verhältnis des erforderlichen Ressourcenbedarfs zur Gebäudehöhe bzw. Nutzfläche bereits sehr ausgewogen ist.

### 5.2 Beschreibung Leichtbau-Konstruktion

Das gegenständliche Bauvorhaben kann als Prototyp für eine neue und ressourcenschonende Hochhausbauweise (Leichtbaukonstruktion) gesehen werden. Folgende konstruktive Innovationen auf Bauteilebene wurden am gegenständlichen Prototyp verwirklicht:

- **Regelgeschossdecken:** Alle oberirdischen Geschossdecken (insgesamt 44 OiGs) sollen in Leichtbaukonstruktion ausgeführt werden. Zum Einsatz kommen Verdrängungskörper, welche erstmals selbst zu 100% aus rezykliertem PP (hier: Polypropylen) hergestellt werden. Um zusätzlich eine Kühlung/Heizung der Decke zu ermöglichen, wird erstmals eine Kombination mit einer Betonkernaktivierung in einer lediglich 27cm dicken Decke über alle Geschosse realisiert.

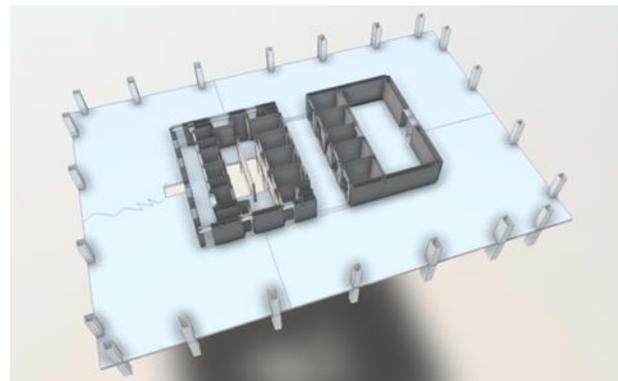
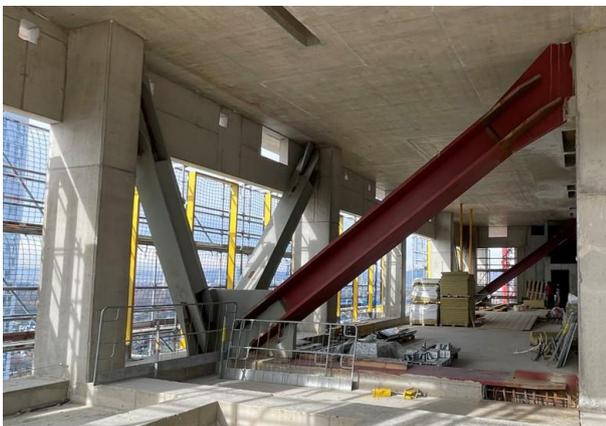


Abbildung 4 Grundriss (28m x 45m) im OiG09 des Hochhauses VIENNA TWENTYTWO.

- **Leichtbauwände mit Rezyklat-Anteil und WDVS:** sind im Hochhausbau nicht Stand der Technik, im eingangs erwähnten Bauvorhaben Bruckner Tower (Linz) wurde bereits ein Vorgänger-Prototyp erstmals mit 25cm dicken Hohlwandelementen aus Beton allerdings ohne Rezyklat in Kombination mit einem WDVS ausgeführt. Eine entsprechende Anwendung im Hochhausbau mit lediglich 17cm dicken Fertigteilwänden in Leichtbaukonstruktion (erreicht durch Beimengung von Ziegelsplitt, welche bei der Produktion anfällt) mit einem WDVS wurde bis dato nur im mehrgeschossigen Wohnbau umgesetzt. Eine

Anwendung im Hochhausbau kann aufgrund zu geringer Druckfestigkeiten nicht ohne weitere Entwicklungsmaßnahmen realisiert werden.

- **Kellerkasten:** Einbindung einer lediglich 60cm starken Schlitzwand in die vertikale Lastabtragung sowie abschnittweise Realisierung einer ein bzw. zweischaligen Kellerwandkonstruktion
- **Bodenplatte:** Einbau einer im Mittel lediglich 2,20m (herkömmlich ca. 3,00m) dicken Bodenplatte erstmals durchgehend in Zweischalenbauweise zur Reduktion der CO<sub>2</sub>-Emissionen (Konzept: 1. Schale (unten) in Beton BS1A/B, 2. Schale (oben) mit Beton C25/30 XC1 „CO<sub>2</sub>-reduziert“).
- **Behaglichkeit:** Ein Schwingungstilger (TMD) sowie eine gegebenenfalls erforderliche Outrigger-Konstruktion wurden zunächst im Zuge der Vorplanung konzipiert; das Erfordernis gilt als fraglich und die weiteren F&E-Ergebnisse werden zeigen, ob durch entsprechend konstruktiver Maßnahmen der TMD obsolet werden könnte.



**Abbildung 5** Innenansicht eines Teils der bereits realisierten Outrigger-Konstruktion im OiG17 des Hochhauses.

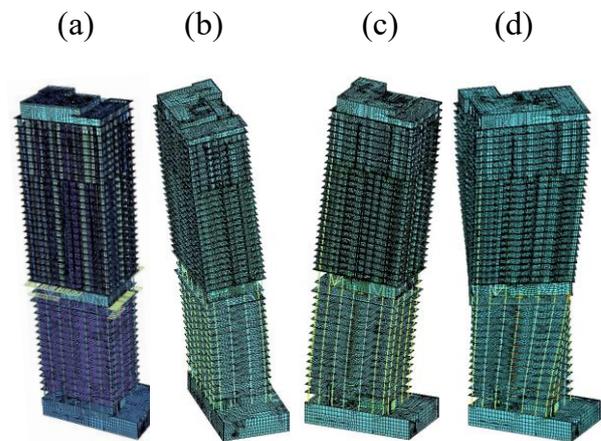
### 5.3 Einzigartige Methodik

Durch die erstmals baubegleitende, konsequente Kalibrierung der Rechenergebnisse an der realen Eigenfrequenz sollen die einzelnen Bauteilkomponenten (Gruppen) abhängig vom Schwingungsverhalten im Grenzzustand der Behaglichkeit untereinander abgestimmt werden. Erstmals soll dadurch

ein entsprechender Prototyp eines ressourcenschonenden Hochhauses vorzugsweise als Leichtbaukonstruktion umgesetzt werden, der einzig dem Anspruch der Ressourcenschonung (bei gleichzeitiger Standsicherheit) gerecht wird.

### 5.4 Simulation am „Digitaler Zwilling“

Zunächst musste ein Simulationsmodell angefertigt werden, welches den realen Ausführungsstand (Schalplanstand) möglichst exakt wiedergibt („Digitaler Zwilling“). Darin enthalten sind alle zuvor beschriebenen, innovativen Bauteile. Der digitale Zwilling enthält nicht nur geometrische, sondern auch zeitliche, dem Bauprozess folgende Informationen (Bauphasen).



**Abbildung 6** Darstellung des Simulationsmodells (a) digitaler Zwilling sowie Berechnungsergebnisse im Frequenzbereich (b) Mode1 (c) Mode 2 und (d) Mode3.

Aufgrund der Prognoseergebnisse kann das Trag- und Schwingungsverhalten der Gesamtkonstruktion beurteilt werden.

### 5.5 Gebäudemonitoring

Zunächst musste eine Monitoring-Anlage (in situ) entwickelt und installiert werden, welche im Stande war, das reale Gebäudeverhalten (Eigenfrequenzen) möglichst exakt messtechnisch zu dokumentieren. Dadurch können womöglich nicht nur die Auswirkungen einzelner Baumaßnahmen festgestellt werden, sondern es kann übergeordnet auch erforscht werden, ob und in welchem Ausmaß schwingungsdämpfende Maßnahmen (TMD, Outrigger) auch tatsächlich erforderlich sind.



**Abbildung 7** Messaufnehmer aus dem Flugzeugbau (Airbus A-380) der Marke Sherborne (Ultra-low range accelerometer) mit einer G-Range von 0,1g und einer Auflösung von 0,0005%.)

Die verwendeten Sensoren erlauben eine Unterbringung in einem relativ kompakten Messgehäuse. Pro Gehäuse wurden insgesamt 3 Sensoren (Achse X, Y und Z) dieser Bauart eingebaut. Inklusive Sensorinfrastruktur ergab sich eine Gehäusegröße von ca.70/50/30cm (B/L/T).

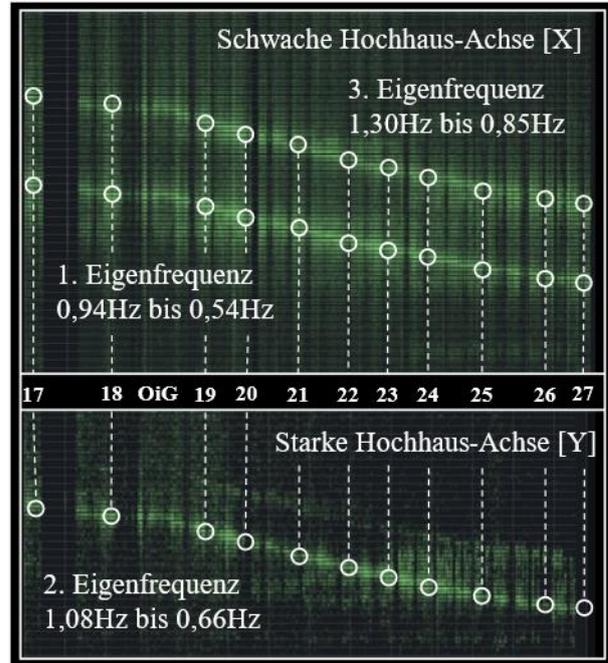


**Abbildung 8** Baufortschritt im November 2023 – Zeitpunkt der Installation der Monitoring-Anlage im OiG17 des Hochhauses VTT.

In einem weiteren Schritt wurde das bereits am Bruckner Tower entwickelte Monitoring-System zur messtechnischen Erfassung des Schwingungsverhaltens des Hochhauses VTT angewendet. Es wurde entsprechend dem bisher erreichten Baufortschritt im OiG17 (siehe Abbildung) installiert und zeichnet seit Beginn (11/2023) durchgängig auf. Aus Redundanzgründen wurde eine zweite baugleiche Monitoring-Anlage bereits im Zuge der Errichtung im OiG25 installiert. Auf diese Weise lassen

sich die Ergebnisse der Simulationsrechnung bereits deutlich früher kalibrieren.

## 5.6 Modell-Update VTT



**Abbildung 9** Darstellung der messtechnisch dokumentierten Eigenfrequenzen (EFQ) 1 bis 3 des Hochhauses VTT um die schwache [X] und starke [Y] Hochhausachse.

Auf Basis, der auf diese Weise messtechnisch dokumentierten Ergebnissen, konnte festgestellt werden, dass die Eigenfrequenzen (siehe Abbildung oben) zwar noch relativ hoch sind, sich aber im Laufe der Bauphasen noch nach unten korrigieren werden. Die Ergebnisse der Dauermessung (Messintervall 11/2023 bis 06/2024) zeigten deutlich, dass sich ein allmählicher Trend mit fortschreitender Bauhöhe einstellte (siehe Abbildung).

## 6 Zusammenfassung

Mit den bisherigen Zwischenergebnissen (Stand 06/2024) konnte das Simulationsmodell entsprechend gut kalibriert werden (gute Übereinstimmungswerte im Schwingungsverhalten bzw. Eigenfrequenzbereich). Der Grund liegt womöglich darin, dass der zuvor erwähnte Schalplanstand (Letzt- bzw. Ausführungsstand) bereits im Modell abgebildet war. Um eine Prognose zur endgültigen Eigenfrequenz machen zu können, muss das kalibrierte Simulationsmodell lediglich auf den Endzustand (numerisch) hochgerechnet werden; die Ergebnisse

der Hochrechnung (Abbildung unten) ergeben einen deutlich höheren Wert für die erste Eigenfrequenz ( $>0,22\text{Hz}$ ) als in der Vorplanung ( $0,16\text{Hz}$ ) prognostiziert.

Da das gegenständliche Bauvorhaben noch nicht abgeschlossen ist, kann sich grundsätzlich auch das reale Schwingungsverhalten noch entsprechend ändern. Dies sollte aber in einer überschaubaren Größenordnung (mit ausreichender Sicherheit) passieren.

## 7 Ausblick

Mit der verbesserten Prognosemöglichkeit kann nun der eingangs vorgesehene Schwingungstilger neu ausgelegt (dimensioniert) werden. Aus Ressourcenschutzgründen soll die Masse des TMD anhand der Ergebnisse des Simulationsmodells entsprechend angepasst werden. Ein grundsätzlicher Verzicht wurde in Abstimmung mit dem Bauherrn nicht angestrebt. Als Zielsetzung wurde allerdings eine Massenreduktion von 70% vorgegeben, was einer Einsparung von ca. 200t (Stahl) entsprechen sollte.

Abschließend sei angemerkt, dass aus tragwerksplanerischer Sicht zukünftige Hochhausprojekte diejenigen sind, die eine ausgewogene Balance zwischen den Anforderungen an Wohn- oder Arbeitsraum, Ästhetik, Nachhaltigkeit und sozialer Integration finden. Das gegenständliche Hochhaus kann

grundsätzlich auf zukünftige Gebäude, die denselben Anspruch hegen, übertragen werden.

## 8 Literatur

- [1] Peterson, Chr., Werkele, H.: Dynamik der Baukonstruktionen, 2. Auflage, Springer Verlag 2017.
- [2] Trauner, G.: Experimentelle und numerische Untersuchungen zur genaueren Vorhersage des dreidimensionalen Lastabtragungsverhaltens von Hochhäusern, Dissertation, TU-Wien, 2018.
- [3] Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D.: Hochbau – Digitales Planen und Robotik, Betonkalender, Teil 1, Ernst und Sohn, 2024
- [4] Flatscher, G.: Außergewöhnliche Einwirkung „Erdbeben“ – Überlegung zur versuchstechnischen Erfassung der Verbindungstechnik im Holz-Massivbau, Kapitel 2 Grundlagen, Seite 19ff., TU-Graz, 2010.
- [5] Laggner, T. M., Schlicke, D.: Bestimmung von Stützenkräften in mehrstöckigen Hochbauten mit 3D Gebäudemodellen, 4. Grazer Betonkolloquium, TU-Graz, 2018.
- [6] Schlicke, D., Tschuchnigg, F., Fischnaller, H., Pfaff, K.: Statische Analyse und Bemessung von Gebäuden mittels 3D-Gesamtmodellen, Beton-Kalender 2024: Hochbau – Digitales Planen und Bauen, Seite

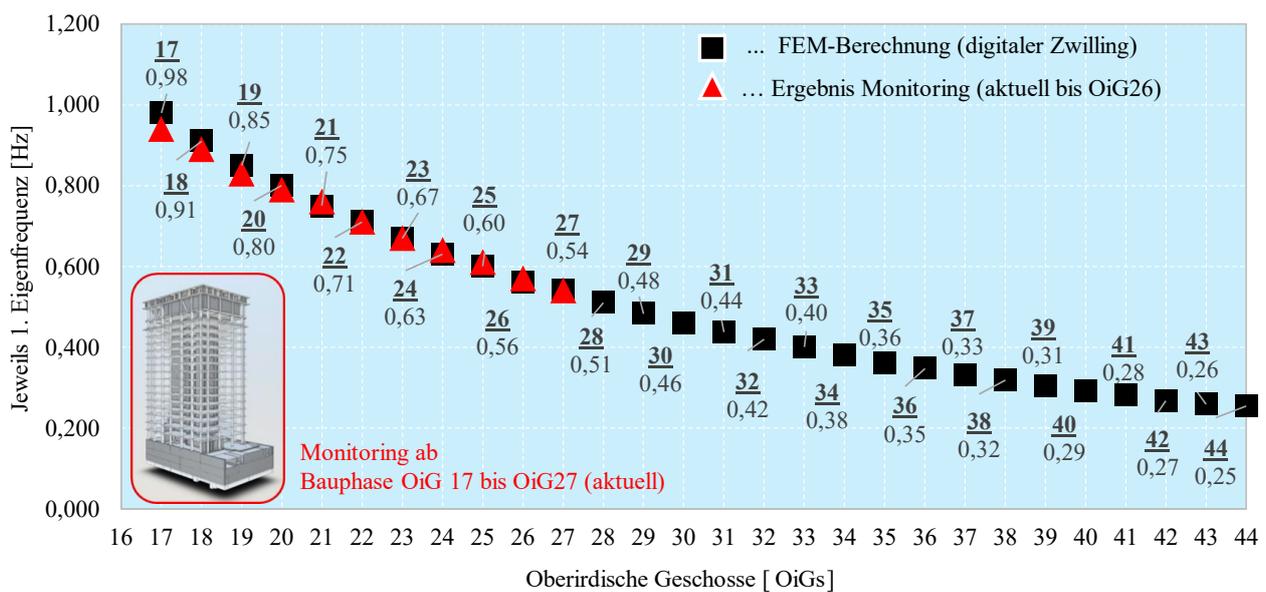


Abbildung 10 Gegenüberstellung der in situ Messergebnisse (in rot dargestellt) zu den Berechnungsergebnissen (schwarz) am FEM-Simulations-Modell (digitaler Zwilling).



# s+v® Stützensystem: Detail- und Querschnittsausbildung bei Verbundstützen

Till Neubauer

stahl + verbundbau gmbh, Deutschland; [www.stahlverbundbau.de](http://www.stahlverbundbau.de)

## KURZFASSUNG:

Die Einbindung der Verbundstützen in die konventionelle Ortbetonbauweise bei Hochbauprojekten ist eine große Herausforderung, insbesondere im Hinblick auf den störungsfreien Ablauf auf der Baustelle, der ebenso technisch wie terminlich und kostengünstig eingehalten werden muß. Alternativ für das Einstellprofil bei Verbundstützen aus Rundstahl oder Doppel T-Querschnitt bei betongefüllten Hohlprofilen wird der Einsatz von Bewehrungsstäben im orthogonalen Bewehrungsraster propagiert. Die einfache Verbindung der Stütze mit der Deckenkonstruktion steht hierbei im Vordergrund. Die kreuzende Bewehrung bei Flachdecken aber auch bei Trägeranschlüssen kann bei dieser Querschnittsausbildung analog zur Massivbauweise ungehindert über den Stützen durchlaufend ausgeführt werden. Die mit Bewehrungsstäben im orthogonalen Bewehrungsraster gefertigte Verbundstütze wirkt sich ebenso positiv auf die Fertigungsstruktur aus: Anschweißmuffen am Stahleinstellprofil, Ultraschallprüfung und Z-Güte Nachweise der Stahlbauteile sind somit nicht erforderlich.

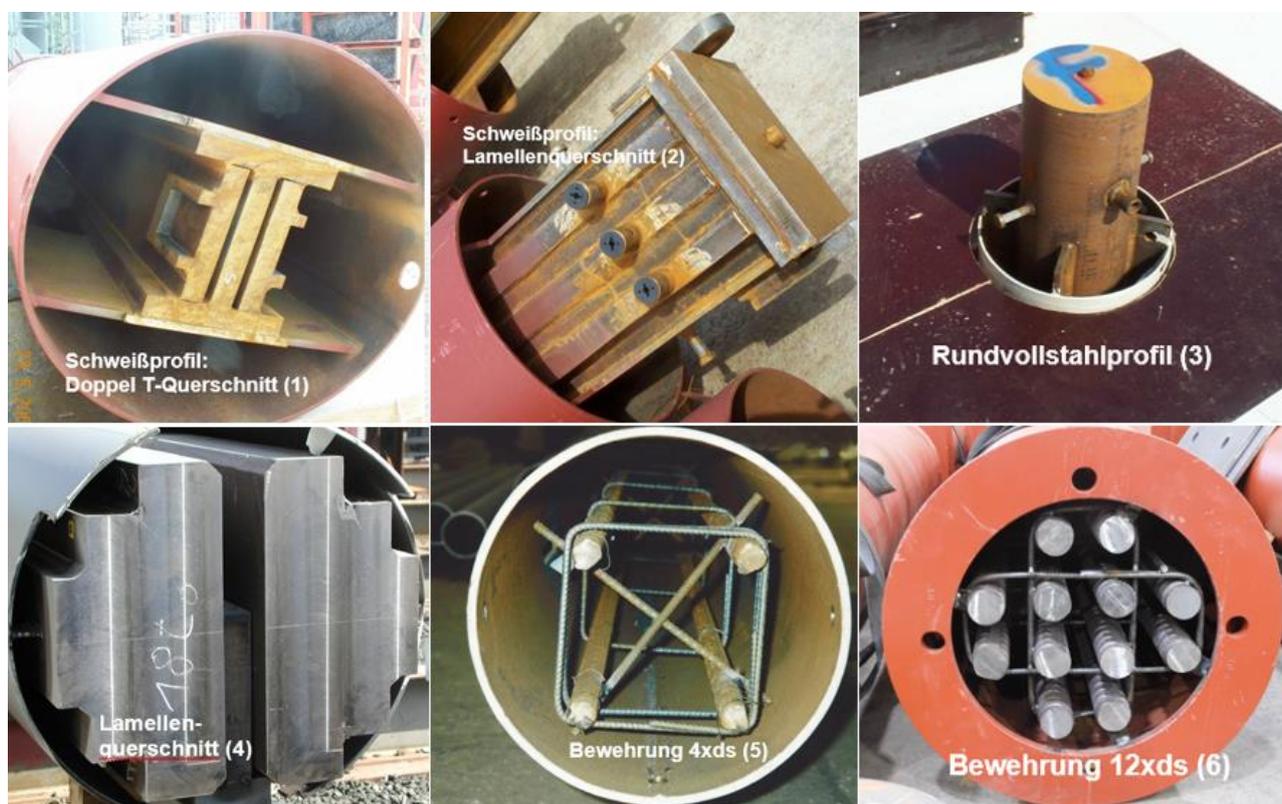


Abbildung 1 Querschnitte von Verbundstützen mit betongefüllten Hohlprofil sowie Einstellprofil (1) – (4) oder Bewehrung (5) – (6) im Vergleich

## 1 Einleitung

Verbundstützen zeichnen sich durch ihre hohe Tragfähigkeit bei kleinen Querschnittsabmessungen gegenüber Stahlbetonstützen aus. Insbesondere bei betongefüllten Hohlprofilen mit zusätzlichen Einstellprofilen können die architektonischen Anforderungen hinsichtlich einer konstanten Querschnittsabmessung über alle Geschosse erfüllt werden. Der Querschnitt des inneren Einstellprofils kann hierbei von Geschoss zu Geschoss optimal abgestuft werden. Vorteile gegenüber anderen Querschnittsausbildungen liegen in der Bauausführung auf der Baustelle, da keine Schalung infolge des Einsatzes des Stahlhohlprofils benötigt wird und durch den Beton hohe Anforderungen an die Feuerbeständigkeit sichergestellt werden können [1].

Im Folgenden werden mit der Firmenzentrale FESTO in Esslingen, dem Parkhaus Unterer Graben 25 in St. Gallen und dem 2. Bauabschnitt der Hauptleitzentrale von 50 Hertz in Berlin Bauvorhaben vorgestellt, bei denen die Verbundstützen in Leistungsphase 5 = Ausführungsplanung in der Querschnittsausbildung des inneren Einstellprofils gegenüber Leistungsphase 4 = Genehmigungsplanung geändert wurden, um die Anschlussausbildung der Verbundstützen an die konventionelle Ortbetonbauweise der Deckenkonstruktion anzupassen und somit in puncto Effizienz einen ungehinderten Bauablauf zu gewährleisten. Bei der Wahl des inneren Stahlquerschnitts für das Einstellprofil steht die Verbindung zu der anschließenden Deckenkonstruktion für die Bauausführung im Vordergrund.

## 2 FESTO AutomationCenter, Esslingen

### 2.1 Einführung

Die Planung des Gebäudes erfolgte durch das Architekturbüro jaschek und den Tragwerksplaner schlaich bergemann und partner in Stuttgart. Mit dem 67 m hohe Büroturm in Rhombus-Form wurde die Firmenzentrale am Standort Esslingen erweitert.



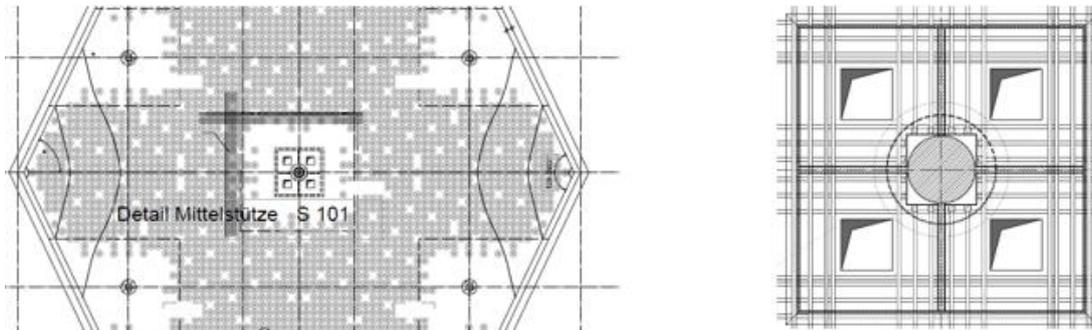
Abbildung 2 Neubau Hochhaus AutomationsCenter

Der Büroturm ist aufgeteilt in 16 Geschosse und zwei Tiefgeschosse. Die Tragstruktur mit der Glasfassade symbolisiert Transparenz und Wandlungsfähigkeit als Leitgedanken des Fortschritts. Das Gebäude birgt Raum für 400 Mitarbeiter und ist überwiegend in Großraumbüros aufgeteilt.



Abbildung 3 Stützenmontage und Ebene E1/E2 mit zweigeschossigem Eingangsbereich





**Abbildung 4** Verbundstützen nach LP 4 mit Rundvollstahlprofil als Einstellprofil in Kombination mit Anschweißmuffen und Stahlpiliz (Europilz®, ZEUS®, s+v® Durchstanzkreuz) für Mittelstütze Pos. S 101

## 2.2 Tragwerk

Im Vordergrund der Tragwerksplanung steht die ressourcenschonende Optimierung der Materialverbräuche bei gleichbleibender Traglast. Besonders hervorzuheben ist die flexible Gebäudenutzung durch den Lastabtrag über fünf Verbundstützenstränge mit einem Durchmesser von  $\text{Ø}1016 - 508$  und außenliegende Kernwände aus Stahlbeton. Die Verbundstützen werden mit Hohlprofil und Einstellbewehrung bis  $\text{Ø}50$  mm statt einem Einstellprofil aus Rundstahl ausgeführt [2]. Zur Gewichtsreduzierung werden die 50 cm dicken und bis zu 11 m spannenden Flachdecken als Hohlkörperdecken konzipiert. Die detaillierte Ausführungsplanung der sich kreuzenden Bewehrung in Stützen und den Trägerrosten im Auflagerbereich der Decken, ermöglicht die Ausführung der Lasteinleitung ohne zusätzliche Flachdeckenträger oder Stahl-/Verbundeinbauteile zur Erhöhung des Durchstanzwiderstands [3]. Für die Stützen werden infolge der Kontaktausführung der Bewehrung an Kopf- und Fußplatten sowie der präzisen und effizienten Vorfertigung in der Werkstatt Übergreifungs-, Schraub- und

Muffenstöße entbehrlich. Montage- und Bewehrungsarbeiten auf der Baustelle können dadurch optimiert werden.

Im Lasteinleitungsbereich der Mittelstütze werden vier Deckenaussparungen  $38 \times 38$  cm angeordnet. Der Lastabtrag wird über ein deckengleiches Trägerrostsystem aus sich kreuzenden Hauptträgern und umlaufenden Nebenträgern bei orthogonalem Bewehrungsraster realisiert.

Der äußere Rundschnitt liegt hier im positiven Momentenbereich. Somit ist zu beachten, dass bei der Lasteinleitung in die Nebenträger der Bewehrungsgrad der oberen Bewehrung nicht zu einer erhöhten Schubtragfähigkeit führt, da ein mehraxialer Spannungszustand wie beim Durchstanzen nicht angesetzt werden kann.

## 2.3 Bau Beteiligte

*Generalunternehmer:*

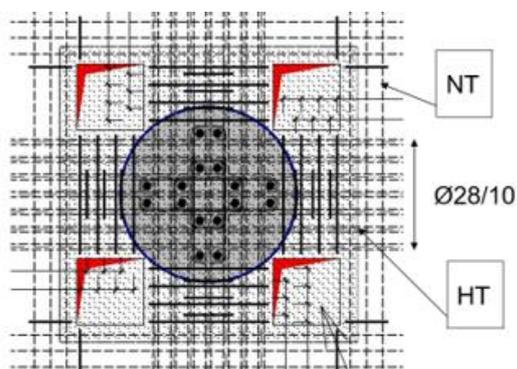
Fa. Baresel, Stuttgart

*Bauherrschaft:* FESTO AG & Co. KG

*Architekt:* Architekturbüro jасhek, Stuttgart

*Tragwerksplaner:*

schlaich bergemann und partner, Stuttgart



**Abbildung 5** Ausführung der konzentrierten punktgestützten Deckenauftragung nach LP 5 über Trägerrostsystem (HT = Hauptträger und NT = Nebenträger)





Abbildung 6 Verbundstützen mit Bewehrung im orthogonalen Raster als vorgefertigte Bauteile, Stützenkopf mit Deckenbewehrung

### 3 UG25 – Parkhaus Unterer Graben, St. Gallen

#### 3.1 Einführung

Im Zentrum von St. Gallen, am Unteren Graben 25, wird aktuell das größte Parkhaus der Stadt durch Erweiterung errichtet. Infolge der innerstädtischen Lage werden die Parkebenen nicht in die Höhe, sondern in die Tiefe gebaut. Es werden hierbei sechs Untergeschosse unter dem bestehenden Parkhaus, dem anschließenden Universitätsgebäude wie auch verschiedener anderer Einrichtungen im laufenden Betrieb in Form der Deckelbauweise errichtet.

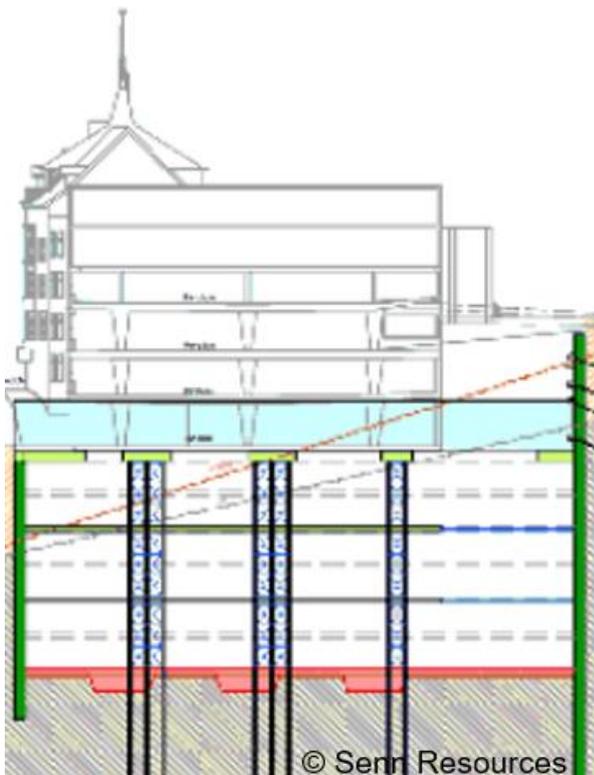


Abbildung 7 Gebäudeschnitt UG25, Abfangung in E0 und Untergeschossebene E-01 bis E-06

Die Firma stahl + verbundbau gmbh wurde von der Firma Toneatti beauftragt, die Verbundstützen der Ebene E-01 bis E-06, die Einbauteile für die Deckendurchleitung der Untergeschossebenen E-03 und E-05 sowie die Einbauteile zum Übergang zu den Bestandsstützen in der Erdgeschossebene zu liefern.

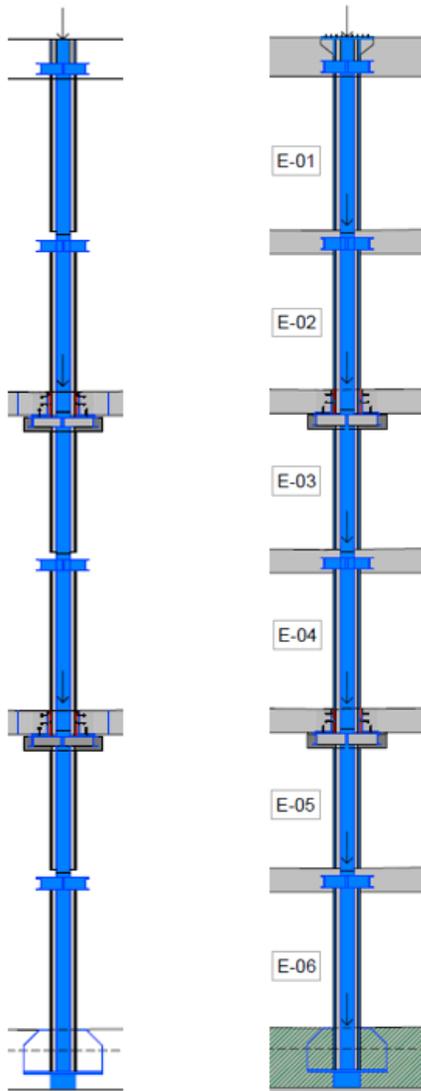


Abbildung 8 Verbundstützen in der Ebene E-01/E-02

#### 3.2 Tragwerk

Die besondere Herausforderung dieses Projektes ist, die einwirkenden Belastungen sowohl im Bau- als auch im Endzustand bei der Stützenbemessung und -ausbildung zu berücksichtigen. Im Bauzustand muss für die Verbundstützen die Tragfähigkeit

infolge der Deckelbauweise über zwei Geschosse nachgewiesen werden, da der Aushub jeweils über zwei Geschosse erfolgt. Im Endzustand liegen eingeschossige Stützen durch die im Nachgang ausgeführten Zwischendecken der Ebenen E-02, E-04 und E-06 vor.



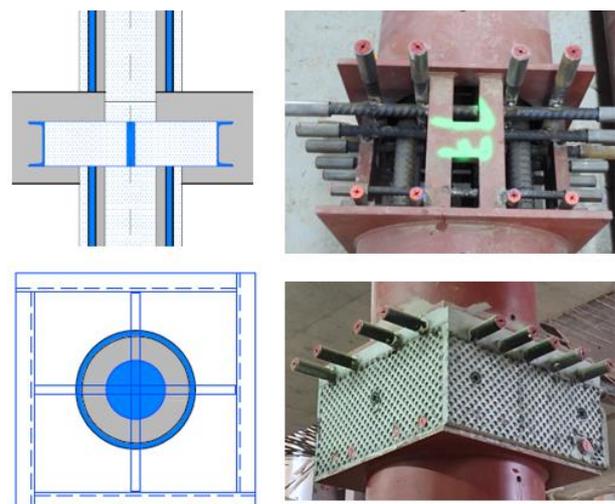
**Abbildung 9** Ausführung der Verbundstützen nach LP 4 mit Rundstahlprofil als Einstellprofil und Stahlpilz

Die Berechnung der Verbundstützen erfolgte nach dem allgemeinen Bemessungsverfahren nach Eurocode 4. Hierbei werden für den Nachweis der Gesamtstabilität die Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der strukturellen und geometrischen Imperfektionen, der Einfluss der Rissbildung sowie des Kriechens und Schwindens angesetzt. Die Tragfähigkeit der Stützen im Bauzustand über zwei Geschosse werden unter Beachtung

der Querschnittsänderung über die Stützenlänge im Anschlussbereich für die Zwischendecken nachgewiesen. Das äußere Stahlhohlprofil wird hier durch vier Durchleitungsbleche ergänzt, um die Deckenbewehrung durchzuführen und die Deckenauflagerung der Zwischendecken zu gewährleisten.

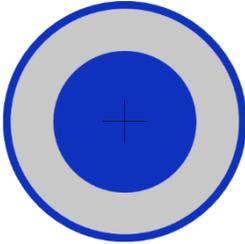
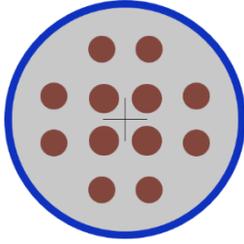
Durch den Tragwerksplaner des Bauherrn wurde die Konstruktion in LP 4 durch Aussparungen in den Hauptdecken der Ebene E-03 und E-05 geplant. Mit rechtzeitiger Einbindung der Fa. s+v konnte eine konkretisierte Konzeption berücksichtigt werden. Hierbei können die Stützen vorab von oben nach unten montiert und somit die Bauablaufzeit minimiert werden. Es sind somit keine Aussparungen mit umlaufenden Bewehrungsanschlüssen und Arbeitsfugen im hochbeanspruchten Deckenbereich der Stützen erforderlich.

Alternativ zu den Aussparungen in den Decken wurden Einbauteile mit Bewehrungsstäben oder Rundstahl im orthogonalen Bewehrungsraster ausgeführt. Ebenso wurde bei den Stützen statt der Rd-Stahlquerschnitte Bewehrungsstäbe im orthogonalen Raster  $\text{Ø}28$  bis  $\text{Ø}75$  eingesetzt. Die kreuzende Bewehrung im Deckenbereich konnte durch die Bewehrungsgassen ungehindert über den Stützen durchlaufend eingebaut werden. Die Stahlpilze wurden durch herkömmlich Durchstanzbewehrung gleichwertig ersetzt.



**Abbildung 10** Deckenaufleger nach LP 4 mit Rd- Vollstahl und Stahlpilz sowie LP5 mit Anschraubmuffen und Schubverzahnung

**Tabelle 1 Vergleich des Materialeinsatzes für die Verbundstützen mit Rd- Eintsellprofil und hochfester Bewehrung**

| Querschnitt                                  | Ø508 x 16 + Rd300   | Ø508 x 16 + 8Ø57 + 4Ø63   |
|--|---|---|
| Beton C60/75<br>Stahl S355<br>Bewehrung S670 |  |  |
| Massen<br>[kg/m]                             | $\Sigma Ga = G_{a,o} + G_{a,Rd}$<br>$\Sigma Ga = 193 + 555$<br>$\Sigma Ga = 748$  | $\Sigma Ga = G_{a,o} + G_s$<br>$\Sigma Ga = 193 + 263$<br>$\Sigma Ga = 456$         |
| Anteil [%]                                   | 100   | 61  |

Die Montage der Verbundstützen der Ebene E-01/-02 innerhalb von einer Woche haben gezeigt, dass sich das Konzept der Fertigungsstruktur über zwei Geschosse mit der Anschlussausbildung für die Zwischendecke bewährt hat.

Die Verbundstützen werden auf Grundlage des s+v® Stützensystems aus betongefüllten Hohlprofilen mit hochfestem Bewehrungsstahl SAS 670/800 bis Ø75 und Beton C60/75 für Traglasten bis zu 35.000 kN im Endzustand und 25.000 kN im Bauzustand ausgeführt. Die Nachweisführung erfolgt ebenso für die Brandschutzanforderung R60. Durch den Einsatz von hochfester Bewehrung konnte neben den konstruktiven Vorteilen der Materialverbrauch für die Verbundstützen reduziert werden.

Die technologischen Prozesse für das Betonieren der Stützen und der Vergussfugen wurden entsprechend durch Arbeitsanleitungen des s+v®

Stützensystems dokumentiert und ausgeführt. Das Betonieren der Stützen erfolgt auf der Baustelle mit selbstverdichtenden Pumpbeton CCS Beton SF2 der Festigkeitsklasse C60/75 und einem Größtkorn von 8 mm.

### 3.3 Am Bau Beteiligte

*Generalunternehmer:*

Toneatti AG, Tschachenstraße 9, 8865 Bilten

*Bauherrschaft:*

Senn Resources AG

Davidstrasse 38, 9001 St. Gallen

*Architekt:*

Atelier Strut AG,

Neuwiesenstr. 69, 8400 Winterthur

*Tragwerksplaner:*

ZPF Ingenieure AG

Kohlenberggasse 1, 4051 Basel, Schweiz

Bänziger Partner AG

Rosenbergstraße 32, 9000 St. Gallen



**Abbildung 11 Ausführung der Verbundstützen in der Ebene E-01/-02 und Ebene -03/-04**

## 4 50Hertz 2. Bauabschnitt, Berlin

### 4.1 Einführung

Im Zentrum von Berlin, in der Europacity in der Nähe des Hauptbahnhofs, wird die Zentrale von 50 Hertz erweitert. Die Außenansicht des Gebäudes ist prägend durch die außenliegend diagonal verlaufenden Fassadenstützen. Mit Ausbildung der Netzstruktur und der Ausbildung des Stützenverlaufs in Anlehnung einer Sinus-Kurve soll symbolisiert werden, dass 50 Hertz Transmission GmbH als Stromnetzbetreiber von Höchstspannungsnetzen agiert.

### 4.2 Tragwerk

Die Firma stahl + verbundbau gmbh wurde von der Firma Züblin beauftragt, die außenliegenden diagonal verlaufenden Verbundstützen, die hochbelasteten Innenstützen sowie die Abfangträger zu liefern und zu montieren.

Die besondere Herausforderung dieses Projektes ist, die Fertigungsstruktur für die Verbundstützen in der Werkstatt so auszuführen, dass die Stützen auf der Baustelle direkt montiert werden können und Zusatz- und Schweißarbeiten im Nachgang in den Knotenbereichen der A, X- und Y- Stützen nicht

erforderlich sind. Die Bauablafterminierung, Baulogistik und Krankkapazitäten erfordern die zwei- und dreigeschossige Ausführung der Stützen – eine außergewöhnliche statische Herausforderung für die Montagezustände.

Die außenliegenden Verbundstützen mit der generellen Außenabmessung der Stahlrohre von  $\varnothing 457$  mm werden auf Grundlage des s+v® Stützensystems aus betongefüllten Hohlprofilen mit normalen und hochfestem Bewehrungsstahl und Beton C50/60 für Traglasten bis zu 10.000 kN unter Erfüllung der Brandschutzanforderung R90 ausgeführt.

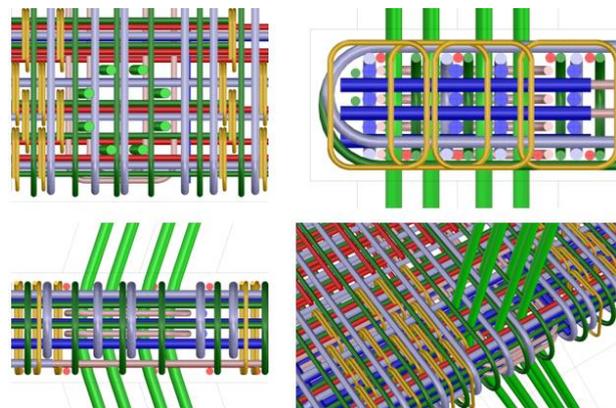


Abbildung 12 Bewehrung im Deckenrandbereich infolge der Schrägstellung der Stützen



Abbildung 13 Baustelle 50 Hertz – 2. Bauabschnitt Berlin, Ansicht Heidestraße

Infolge der Schrägstellung der Stützen ergeben sich wesentlich Horizontalkräfte im Deckenanschlußbereich. Hier ist eine durchlaufende Bewehrung im orthogonalen System im Decken- und Stützenbereich essenziell, um eine gegenseitige Kollision auszuschließen und die jeweilige Lastdurchleitung zu gewährleisten.

An den Fußpunkten der Stützen im Erdgeschoss wurden zur Lastumleitung Stahleinbauteile vorgesehen, um den Lastübertrag sicherzustellen.

Zur Montage und genauen Ausrichtung der Stützen wurden Richtstützen mit einer Feinjustierung eingesetzt.

#### 4.3 Am Bau Beteiligte

*Generalunternehmer:* Ed. Züblin AG,  
Bessemerstraße 42b, 12103 Berlin

*Bauherr:* 50Hertz Transmission GmbH  
Heidestraße 2, 10557 Berlin

*Architekt:*

LOVE architecture and urbanism ZT GmbH

Jakominiustraße 3-5, A-8010 Graz  
Schönhauser Allee 6-7, 10119 Berlin

*Tragwerksplaner:*

Drees & Sommer Building Technologies GmbH

Obere Waldplätze 11, 70569 Stuttgart

Bundesallee 39 – 40a, 10717 Berlin

*Bauüberwachung:* kwbau gmbh

Alexanderstraße 7, 10178 Berlin

## 5 Literatur

- [1] s+v® Stützensystem, <https://stahlverbundbau.de/was-wir-machen/stahl-und-verbundbau/verbundstuetzen/>, stahl + verbundbau gmbh
- [2] Sauerborn, N., Kretz, J.: *Verbundstützen*. Stahlbaukalender 2018, Ernst & Sohn
- [3] Fastabend, M., Sauerborn, N., Neubauer, T., Döring, N.: *Konzepte des Verbundbaus für hohe Stanzlasten – Grundlagen und Anwendung*. Beton- und Stahlbetonbau 103, 11/2008



Abbildung 14 Stützenmontage 5. – 6.OG mit zweigeschossigen Stützen

# Neuer Herzogsteg über die Altmühl, Eichstätt

Dr. Ing. Josef Taferner, Dipl. Ing. Rudi Moroder  
*Bergmeister Ingenieure, München, Deutschland*

## KURZFASSUNG:

Mit dem neuen Herzogsteg über die Altmühl in Eichstätt als Verbindung, zwischen der Alt- und der Neustadt entstand, ein städtebaulich überzeugendes, schlankes, integrales Brückentragwerk aus Stahlbeton, welches sich in das Stadtbild vorzüglich einfügt. Anforderungen aus innerstädtischem Hochwasserschutz und Barrierefreiheit waren wesentliche Entwurfsparameter und führten zu einem stromlinienförmigen Brückenquerschnitt in Konstruktionsbeton ohne weitere Abdichtung und Belag. Die Dauerhaftigkeit des Tragwerks wird durch eine geeignete Betonzusammensetzung, den Einsatz von nichtrostender Bewehrung ("Top 12", Werkstoff Nr. 1.4003) und Tiefenhydrophobierung sichergestellt. Aufgrund des „gegossenen Steins“ sind geringe Wartungs-, Instandhaltungs- und damit geringe Lebenszykluskosten zu erwarten.

## 1 Einleitung

Der Herzogsteg befindet sich in der Großen Kreisstadt Eichstätt an einer stadträumlich wichtigen Stelle. Es handelte sich um eine innerstädtische Baumaßnahme für eine Fuß- und Radwegbrücke über die Altmühl als Verbindung zweier Stadtteile. Die Brücke verbindet die durch die Altmühl getrennte Altstadt mit der Spitalvorstadt und dem ÖPNV-Knotenpunkt am Bahnhof. Nach Auftreten starker Verformungen wurde das bestehende Brückenbauwerk im Dezember 2016 gesperrt. Nach der Schadensanalyse entschied der Stadtrat im Juli 2017 die bestehende Brücke abzurechen und durch eine neue barrierefreie Brücke zu ersetzen. Mit der Entscheidung für einen Realisierungswettbewerb drückte der Stadtrat seinen hohen Gestaltungsanspruch an das neue Bauwerk aus. Planungsaufgabe war es Altstadt und Spitalstadt zu verbinden, die Brücke in das bestehende Wegenetz einzubinden und den Anforderungen aus Hochwasserabfluss, Flusshydraulik und Baugrund gerecht zu werden. Die verkehrstechnische und freiraumplanerische Mitgestaltung der Anschlussbereiche der Brücke und naheliegenden Plätze als öffentliche Räume waren Teil der Aufgabe. Aus dem Realisierungswettbewerb ging die Planergemeinschaft Bergmeister + J2M Architekten als Sieger hervor.

### 1.1 Gestaltung

Der neue Herzogsteg spiegelt in seiner asymmetrisch taillierten Gestalt die beiden Ufersituationen wider, die er verbindet: Von der Herzogsgasse der Altstadt aus weitet sich die Brücke zu der offenen, neu gestalteten Ufersituation der Altmühl und zu dem sich konisch öffnenden Franz-Xaver-Platz der Neustadt. Vom Bahnhof oder der Spitalstadt kommend wird der Fußgänger von den sich öffnenden Geländern in Empfang genommen und sanft auf die folgenden, engen Gassen der historischen Altstadt eingestimmt. Der Gestaltung der Brücke kommt zwischen barockem Formenkanon und moderner Wohn- und Geschäftsarchitektur eine hohe Bedeutung zu.



Abbildung 1 Lageplan

## 1.2 Ingenieurtechnischer Ansatz

Ziel war es einen gestalterisch hochwertigen, für die Verkehrssicherheit der Verkehrsflächen griffigen, hochwasserabflussgerechten und damit stromlinienförmigen integralen Monolithen in Konstruktionsbeton ohne weitere Abdichtung und Belag zu schaffen. Daraus ergab sich ein, schlankes, fugen- und lagerloses, integrales Brückentragwerk aus Stahlbeton.

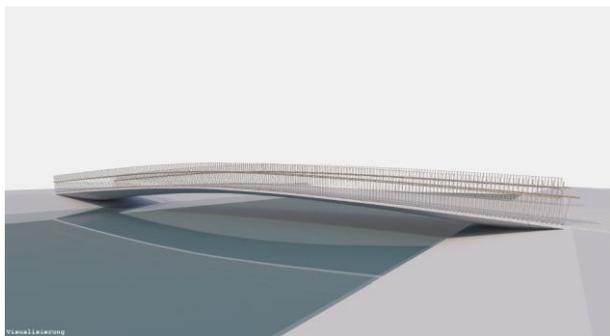


Abbildung 2 Visualisierung Wettbewerbsbeitrag

## 2 Wasserrechtliches Verfahren

Im wasserrechtlichen Verfahren mussten in 2-dimensionalen Berechnungen die hydraulischen Auswirkungen des Ersatzneubaus sowohl im Endzustand als auch im Bauzustand erfasst werden. Nach Untersuchung verschiedener Varianten wurde durch Anhebung des Herzogstegs aus dem Wettbewerbsentwurf um 40 cm eine Lösung gefunden, bei der sich keine negativen Auswirkungen für die umliegende Bebauung hinsichtlich der Wasserspiegelhöhe im Hochwasserfall ergeben. Zusammen mit einer geringfügigen Aufweitung des orographisch rechten Altmühlufers auf jeweils 30 m flussaufwärts und flussabwärts und der Konsequenz aus der Brückenanhebung die Anschlussbereiche zum Franz-Xaver-Platz und zur Herzogasse mit dem nordöstlich liegenden Ritter-von-Hofer-Weg notwendigerweise neu zu modellieren, wurde der Herzogsteg auch noch um 1,0 m nach Westen verschoben und die bestehende Flutmulde am orographisch rechten Altmühlufer überbaut, bei einer Böschungsneigung im Widerlagerbereich von 1:1, gesichert mit Wasserbausteinen. Der Brückenkörper aus dem Wettbewerb blieb dabei stets unverändert.

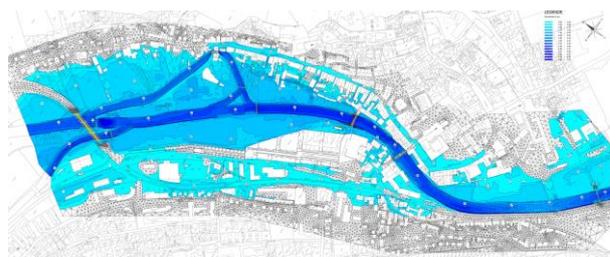


Abbildung 3 2D-Berechnung: Wassertiefen – Prognosezustand

## 3 Tragkonstruktion

### 3.1 Allgemeines

Die Trassierung und der Entwurf der Brücke erfolgte unter Berücksichtigung der Barrierefreiheit, der Flusshydraulik und der prognostizierten Hochwasserereignisse. Die Brücke wurde zusätzlich zur Verkehrslast von  $5 \text{ kN/m}^2$  mit einem Dienstfahrzeug von 10 t Gesamtgewicht beaufschlagt. Das Brückentragwerk besteht aus einem in der Ansicht flach gebogenen, an den Widerlagern eingespannten, plattenförmigen Biegebalken aus Stahlbeton mit max. Längsneigung der Fahrbahn von 6 %.

Die Rahmenwirkung wird durch geschickt angeordnete Kleinbohrpfähle (GEWI) unter den kräftig ausgebildeten Widerlagern aktiviert. Die aus den Einspannmomenten des Brückentragwerks entstehenden Druck- und Zugkräfte (Kräftepaar) werden dabei über die leicht geneigten Kleinbohrpfähle in den tragfähigen Kies eingeleitet.

Die Brücke weitet sich im Grundriss in Richtung Franz-Xaver-Platz trompetenförmig auf, sodass die Brückenbreite auf der historischen Stadtseite zur schmalen Herzogasse 5,5 m breit ist und auf der Seite zum Platz sich auf 9,8 m aufweitet. Die max. Plattendicke am Anschnitt zum Widerlager beträgt 90 cm, jene am Scheitel 50 cm. Im Querschnitt dünnt die Brücke stromlinienförmig zu den Rändern hin auf 8 cm aus, ganz im Sinne eines hochwasserabflussgerechten Profils. Die über ca. 30 m freitragende integrale Brücke ist lager- und fugenlos konzipiert. Die Widerlager werden in die Uferböschung integriert und entfallen als Abflusshindernis vollständig.

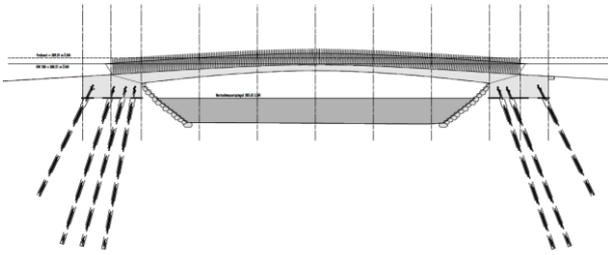


Abbildung 4 Längsschnitt

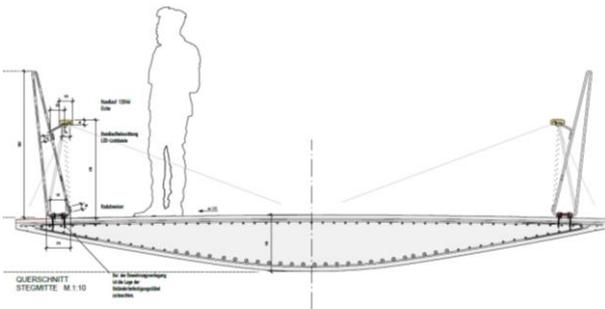


Abbildung 5 Querschnitt

### 3.2 Bemessung

Die Berechnung des Brückentragwerkes wurde mittels eines 3D Volumen - Modells durchgeführt wobei die Auswertung mit Hilfe eines Ergebnisstabes erfolgte, in dem die Spannungen aufintegriert werden, erfolgte. Aufgrund des äußerst schlanken Brückentragwerkes wurden in der Berechnung verschiedene Grenzsituationen betrachtet:

- $t = 0$  und  $t = \infty$
- steife- bzw. weiche Gründungsfeder

Über die Grenzwertbetrachtung wurden die Bemessungsschnittgrößen ermittelt.

| WL West                 | steife Feder (Gründungsstif.) |                 | weiche Feder (Gründungsstif.) |                 |
|-------------------------|-------------------------------|-----------------|-------------------------------|-----------------|
|                         | t = 0 (ohne K+S)              | t = ∞ (mit K+S) | t = 0 (ohne K+S)              | t = ∞ (mit K+S) |
| M <sub>yd</sub> [kNm]   | -7964                         | <b>-8264</b>    | -7572                         | -7937           |
| V <sub>zd</sub> [kN]    |                               | <b>1890</b>     |                               | 1872            |
| N <sub>d,min</sub> [kN] | -618                          | <b>-590</b>     | -669                          | -633            |
| M <sub>zd</sub> [kNm]   |                               | <b>1479 I</b>   |                               | 1333 I          |
| V <sub>yd</sub> [kN]    |                               | <b>114</b>      |                               | 107             |
| M <sub>td</sub> [kNm]   |                               | <b>1440 I*</b>  |                               | 1439 I*         |

| Feldmitte               | steife Feder (Gründungsstif.) |                 | weiche Feder (Gründungsstif.) |                 |
|-------------------------|-------------------------------|-----------------|-------------------------------|-----------------|
|                         | t = 0 (ohne K+S)              | t = ∞ (mit K+S) | t = 0 (ohne K+S)              | t = ∞ (mit K+S) |
| M <sub>yd</sub> [kNm]   | 2779                          | 2574            | <b>3097</b>                   | 2797            |
| V <sub>zd</sub> [kN]    |                               | 179             |                               | <b>165</b>      |
| N <sub>d,min</sub> [kN] | -726                          | -751            | <b>-631</b>                   | -781            |
| M <sub>zd</sub> [kNm]   |                               | 11110 I         |                               | <b>11035 I</b>  |
| V <sub>yd</sub> [kN]    |                               | 114             |                               | <b>107</b>      |
| M <sub>td</sub> [kNm]   |                               | 1691*           |                               | <b>190 I*</b>   |

| WL Ost                  | steife Feder (Gründungsstif.) |                 | weiche Feder (Gründungsstif.) |                 |
|-------------------------|-------------------------------|-----------------|-------------------------------|-----------------|
|                         | t = 0 (ohne K+S)              | t = ∞ (mit K+S) | t = 0 (ohne K+S)              | t = ∞ (mit K+S) |
| M <sub>yd</sub> [kNm]   | -7513                         | <b>-7761</b>    | -7193                         | -7595           |
| V <sub>zd</sub> [kN]    |                               | <b>1500</b>     |                               | 1494            |
| N <sub>d,min</sub> [kN] | -958                          | <b>-958</b>     | -965                          | -954            |
| M <sub>zd</sub> [kNm]   |                               | <b>1391 I</b>   |                               | 1396 I          |
| V <sub>yd</sub> [kN]    |                               | <b>114</b>      |                               | 107             |
| M <sub>td</sub> [kNm]   |                               | <b>1369 I*</b>  |                               | 1390 I*         |

Abbildung 6 Schnittgrößen - Grenzwertbetrachtung

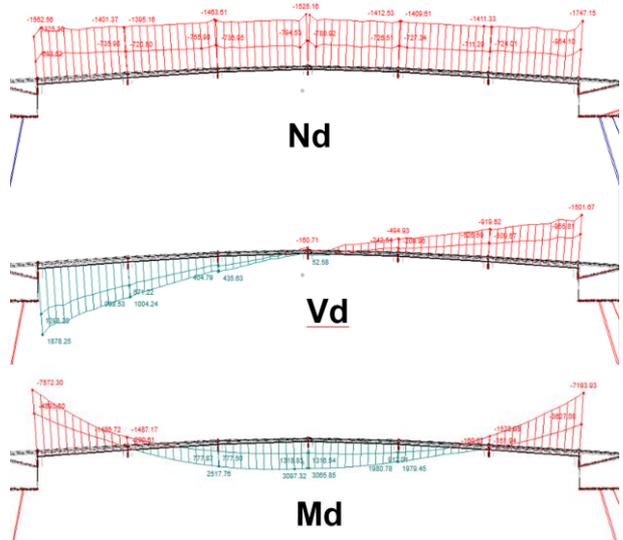


Abbildung 7 Schnittgrößenverlauf - Grenzwertbetrachtung

Die Berechnung der Längsbewehrung erfolgte anschließend mittels biaxialer Querschnittsberechnung. Die Torsions- sowie Querkraftbemessung wurde vereinfacht an einem äquivalenten Querschnitt geführt.

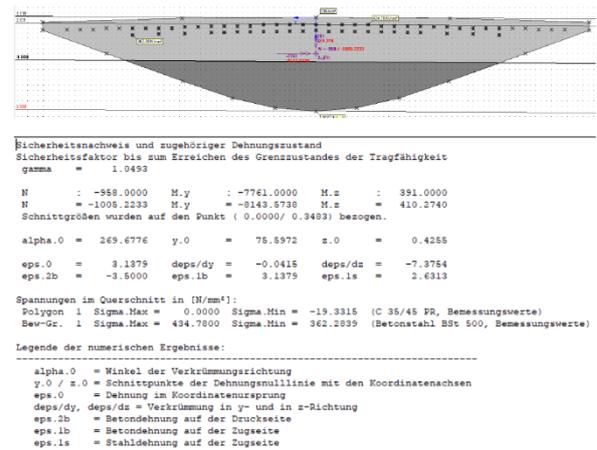


Abbildung 8 Querschnittsberechnung INCA 2D

### 3.3 Verformung

Die Berechnung der Verformung im Zustand II mit Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden, um die Langzeitverformungen möglichst realitätsnah zu ermitteln und die notwendige Überhöhung festzulegen, erfolgte mit dem Programm Stab2D-NL, wobei die jeweiligen Querschnitte mit tatsächlich eingelegter Bewehrung der Berechnung zugrunde gelegt wurden. Die versteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening) wurde dabei berücksichtigt.

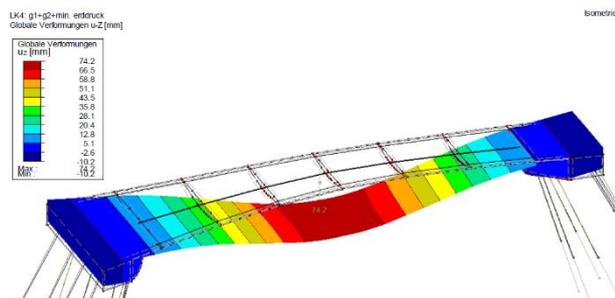


Abbildung 9 RFEM – Verformungsberechnung (ZI – ohne K+S)

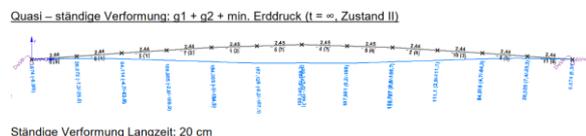


Abbildung 10 Stab2D-NL – Verformungsberechnung (ZII – mit K+S)

Die rechnerisch ermittelte Langzeitverformung aus ständigen Lasten wurde, erhöht um jene aus der Lehrgerüstverformung, mittels überhöhter Lehrgerüstgeometrie berücksichtigt.

### 3.4 Dauerhaftigkeit

Die Brückenseite wird nicht abgedichtet. Die Dauerhaftigkeit gegenüber chloridinduzierter Korrosion wird durch die Betonzusammensetzung und Verwendung eines Betonstahls mit erhöhtem Korrosionswiderstand (nichtrostender, warmgewalzter Betonstahl B670B NR "Top12" Werkstoff-Nr. 1.4003, AbZ Z-1.4-272) gewährleistet. Der erforderliche Frost-Tausalzwiderstand wird durch die Verwendung eines Luftporenbetons und eines geeigneten Zements erreicht, die nominelle Betondeckung wurde mit 45 mm festgelegt. Die Brückenseite wird steinmetzmäßig gestockt, um die für die Verkehrssicherheit notwendige Griffigkeit zu erreichen (Stocktiefe 1-2 mm). Die Brücke erhält

nach dem Stocken eine zweifache, zeitlich versetzt aufgetragene Tiefenhydrophobierung.

#### 3.4.1 Betontechnologie

Der Beton wird entsprechend den normativen Vorgaben bzgl. der Expositionsklassen XD3, XF4 und XC4 sowie der Feuchteklasse WA hergestellt. Hinsichtlich des erreichbaren Chlorideindring- bzw. Korrosionswiderstandes und des Frost-Tausalzwiderstands müssen diametrale Einflüsse beachtet werden.

#### 3.4.2 Sicherstellung eines hohen Chlorideindringwiderstandes

Ein hoher Chlorideindringwiderstand des Betons wird allgemein durch ein dichtes Betongefüge erreicht. Neben einem geringen Wasserzementwert führt der Einsatz von Hüttensand zu einer Erhöhung des Chlorideindringwiderstandes des Betons. Günstige Zemente sind Zemente mit Hüttensand wie CEM II/A-S, CEM II/B-S und CEM III/A. Diese Zemente reduzieren ebenfalls die Hydratationswärme und führen zu einer im Vergleich zu Portlandzement ausgeprägten Nacherhärtung.

#### 3.4.3 Sicherstellung eines hohen Frost-Tausalzwiderstands

Aus Schadensfällen an Brückenkappen ist bekannt, dass Zemente mit einem hohen Hüttensandanteil einen vergleichsweise geringen Frost-Tausalzwiderstand aufweisen können. Aus diesem Grund empfiehlt es sich, den Hüttensandanteil auf einen Wert zu begrenzen, welcher im Bereich des Hüttensandanteils eines CEM II/B-S liegt (Hüttensandanteil maximal 35 %). Hierbei muss letztlich immer zwischen einem hohen Chlorideindringwiderstand und einem hohen Frost-Tausalzwiderstand ein Kompromiss eingegangen werden. Ein günstiger Kompromiss zum Erreichen eines hohen Chlorideindringwiderstandes und eines hohen Frost-Tausalzwiderstands stellt die Verwendung eines Zements CEM II/B-S dar.



|                               |                       |
|-------------------------------|-----------------------|
| Depassivierung                | $\beta = 0$ bis 1,5   |
| Rissbildung, Abplatzung       | $\beta = 1$ bis 3,5   |
| Querschnittsverlust, Versagen | $\beta = 3,5$ bis 4,5 |

Für den Nachweis des Grenzzustandes der Depassivierung existieren für ungerissenen Beton ausreichend validierte Modelle.  
 Stellvertretend auch für die anderen genannten Grenzzustände wird deshalb in den folgenden Berechnungen der Grenzzustand der Depassivierung der Bewehrung nachgewiesen. Erst bei Überschreiten dieses Grenzzustandes liegt die Bewehrung korrosionsbereit vor.

Abbildung 14 Zusammenhang Zuverlässigkeitsindex  $\beta$  - Schädigung [1]

Gemäß einem Forschungsbericht konnte an Proben mit Trennrissen ein kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt von 1,7 M.-%, dem eine 5 % Korrosionsinitiierungswahrscheinlichkeit zu Grunde gelegt wurde, für einen Betonstahl B670B NR "Top12" Werkstoff-Nr. 1.4003, AbZ Z-1.4-272 ermittelt werden. Die Untersuchungen wurden an einem CEM I-Beton mit  $w/z = 0,45$  und statischer Rissöffnung bis 0,4 mm ermittelt. [3]

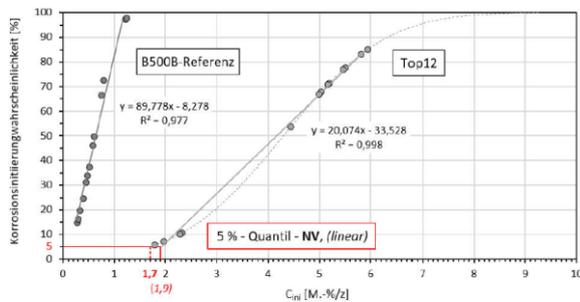


Abbildung 15 Aufsummierte Korrosionsinitiierungswahrscheinlichkeit bei Proben mit beaufschlagten Trennrissen Bewehrungsstahl B500B bzw. Top12 [3]

Um das Eindringen der Chloride zu reduzieren und die Dauerhaftigkeit des Tragwerks zu erhöhen wurde eine 2-fache Tiefenhydrophobierung auf Silanbasis (Produkt Sikagard 705 L) in einem zeitlichen Abstand aufgebracht.

### 3.5 Demontierbares Geländer

Dem verzinkten und lackierten Geländer aus Stahl mit dem Eichenholzhandlauf sieht man nicht an, dass es mit wenigen Handgriffen zerlegt und demontiert werden kann. Es setzt sich aus einer Endlosschleife eines gebogenen Rundstahlstabs  $\varnothing 16$  mm und 2 Verbindungsprofilen zusammen und verzichtet dabei gänzlich auf konventionelle Pfosten. Damit erhält das Geländer Feinheit, Transparenz und Homogenität. Jeder 4. und 5. Geländerstab wird auf einer an den Brückenbeton gedübelten schalenförmigen Stahlgrundplatte über ein abschraubbares, schalenförmiges Gegenstück eingeklemmt. Das Geländer ist so gefügt, dass es sich bei anbahnenden Hochwasserereignissen innerhalb 20 Stunden leicht und schadensfrei in Elementen von ca. 68 cm Länge

demontieren lässt. Beim hundertjährigen Hochwasser liegt die Brücke (Brückenoberkante Scheitel + 388,46 m ü. NN) vollständig innerhalb des benetzten Abflussquerschnittes und somit unterhalb des Hochwasserstandes HQ100= 388,51 m ü. NN bei einer Abflussmenge von 215 m<sup>3</sup>/s. Ab einem Hochwasserereignis HQ20 ist die Demontage des Geländers erforderlich, um keine Behinderung des Abflusses zu erzeugen. Die Brücke wird als stromlinienförmiger Stahlbetonquerschnitt robust genug ausgeführt, damit sie Hochwasserereignisse inkl. Treibgut schadensfrei übersteht.

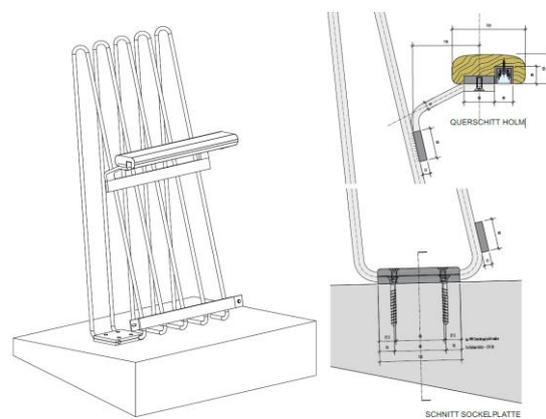


Abbildung 16 Detail Geländer

## 4 Bauablauf

Die Herstellung der Widerlager erfolgte mittels Spundwandeneinfassung sowie offener Wasserhaltung. Das Tragwerk wurde im Lehrgerüst mit Hilfsjochen hergestellt wobei der obere Widerlagerbereich sowie das Brückentragwerk in einem einzigen Guss ohne Arbeitsfuge betoniert wurden. Aufgrund der schlanken Querschnittsgeometrie musste eine erhöhte Sorgfalt bei der Verlegung der Bewehrung, Gewährleistung der Betondeckung sichergestellt werden.

Nach Erreichen der ausreichenden Festigkeit und Steifigkeit des Betons begann das Ablassen der Rüstung, der Rückbau der Hilfsjoche und der temporären Schüttung. Nach dem Stocken der Brückenoberfläche erfolgte eine zweifache, zeitlich versetzt Aufbringung der Tiefenhydrophobierung. Anschließend wurden das Geländer montiert sowie die Anschluss- und Uferbereiche inkl. Oberflächengestaltung fertiggestellt.

## 5 Impressionen



Abbildung 17 Luftbild Herzogsteg



Abbildung 18 Brückenuntersicht mit Geländer

## 6 Zusammenfassung

Ziel war es einen gestalterisch hochwertigen, für die Verkehrssicherheit griffigen, hochwasserabflussgerechten und damit stromlinienförmigen integralen Monolithen in Konstruktionsbeton ohne weitere Abdichtung und Belag zu schaffen. Die Dauerhaftigkeit des Tragwerks wird durch eine geeignete Betonzusammensetzung, den Einsatz von nichtrostender Bewehrung ("Top 12", Werkstoff Nr. 1.4003) und Tiefenhydrophobierung sichergestellt. Aufgrund des „gegossenen Steins“ und aufgrund des Verzichtes auf Lager, Fugen und Belag sind geringe Wartungs-, Instandhaltungs- und damit geringe Lebenszykluskosten zu erwarten.

## 7 Literatur

- [1] Gehlen, C.: *Probabilistische Nutzungsdauerbemessung von Stahlbetontragwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtung zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion*. Schriftenreihe des deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 510
- [2] Sodeikat, C.: *Gutachterliche Stellungnahme, Dauerhaftigkeitsbemessung Brücke Herzogsteg*
- [3] Dauberschmidt C., Fraundorfer A.: Ergebnisbericht HM02-21-IF-1 – *Industrieforschung Steeltec AG: Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt von Top12 Bewehrungsstäben im Trennrissbereich von Stahlbeton mit statischer Rissöffnung*

# Optimierung der Bauwerksqualität durch Rissvermeidung mit Bauteiltemperaturen $> 45\text{ °C}$ am Beispiel des Brenner Basistunnels

Tobias Cordes, Roland Murr  
*Brenner Basistunnel BBT SE, AUT*

Dirk Schlicke  
*Institut für Betonbau, TU Graz, AUT*

## KURZFASSUNG:

Der Silltaltunnel, ein Vortunnel in offener Bauweise des Brenner Basistunnels, wurde hinsichtlich der geforderten Temperaturgrenzen zur Vermeidung erhärtungsbedingter Rissbildung mit Kühlungsmaßnahmen geplant und ausgeschrieben. Aufgrund der massigen Bauteile wurden mittels rechnerischer Betrachtungen baustellenspezifische Temperaturgrenzwerte und Maßnahmen ermittelt und richtlinienkonform vorgegeben. Mit diesen Vorgaben konnte der Einfluss der geplanten, vertraglichen Kühlungsmaßnahmen auf den Bauablauf als auch auf die Ausführungsqualität zielgerichtet optimiert werden. Eine Ausführung wurde ermöglicht, die im Regelfall keine zusätzliche vertragliche Kühlung des Lieferbetons auf der Baustelle erforderte und eine erhärtungsbedingte Rissbildung vermied. Dieser Beitrag berichtet über die konkreten Randbedingungen der Baustelle, die durchgeführten rechnerischen Untersuchungen sowie die daraus abgeleiteten baupraktischen Regelungen.

## 1 Einleitung

Der vorliegende Beitrag berichtet über die gezielten Maßnahmen zur Optimierung der Betonqualität am nördlichen Portal des Brenner Basistunnels im Bau-los Sillschlucht [1]. Für den in offener Bauweise herzustellenden Tunnelabschnitt Silltal (Vortunnel) sind nach Richtlinie "Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannen" (RiLi WW) [2] im Allgemeinen eine maximale Frischbetontemperatur von  $22\text{ °C}$  und eine maximale Bauteiltemperatur von  $45\text{ °C}$  einzuhalten. Hintergrund dieser Temperaturgrenzen ist die Vermeidung von Rissbildung infolge Betonerhärtung. Unter den gegebenen Randbedingungen hinsichtlich Einsatz von Transportbeton, Ausstattung des Betonwerks, Transportweg, massige Bauteilquerschnitte sowie die Umgebungsbedingungen im Sommer hätte der Bau mit den geplanten, vertraglichen Kühlungsmaßnahmen vertragskonform ausgeführt werden können. Die geplanten, vertraglichen Kühlungsmaßnahmen zur Einhaltung der genannten Temperaturgrenzen im

Sommer hätten hierbei allerdings sowohl den Bauablauf als auch die Ausführungsqualität beeinflusst. Aus diesem Grund wurden für die massigen Bauteile mit ihren Geometrien, dem Bauablauf und den Rezepturen sogenannte Rissindexberechnungen für die erhärtungsbedingte Rissgefahr durchgeführt. Ziel dieser Berechnungen war es, die Grenzen für Frischbetontemperatur und maximale Bauteiltemperatur im Sinne einer Rissvermeidung gemäß RiLi WW im Einzelfall zu bestimmen und nachfolgend die so ermittelten RiLi WW-konformen Ausführungsvorgaben durch die BBT SE vorzugeben. Im Detail wurde folgenden Fragen nachgegangen:

- (1) Wie hoch ist die maximal zulässige Frischbetontemperatur für die Herstellung der einzelnen Bauteile des Portals und des Tunnel Silltals zur Einhaltung des Temperaturkriteriums nach [2]?
- (2) Unter welcher Kombination von klimatischen Randbedingungen, Frischbetontemperaturen, Bauablauf und Kühlungsmaßnahmen, die



Abbildung 1: Ansicht Tunnel Silltal, Mai 2023 ©Goller BBT SE

weitmöglichst reduziert werden sollten, können die einzelnen Bauteile im Sinne einer Rissvermeidung nach [2] noch realisiert werden?

Die Untersuchungen wurden für die Gegebenheiten der Baustelle anhand von thermomechanischen zeitdiskreten Simulationen mit volumetrischen Berechnungsmodellen durchgeführt. Das hinterlegte Materialmodell gemäß [3] wurde dabei an spezielle Materialuntersuchungen zum verwendeten Beton angepasst. Aus den Ergebnissen wurden baupraktische Regelungen abgeleitet und umgesetzt.

### 1.1 Allgemeine Projektbeschreibung

Das nördliche Hauptportal des Brenner Basistunnels liegt in der Sillschlucht. Vorgelagert verläuft die Bahnstrecke durch den ca. 130 m langen Tunnel Silltal, der in offener Bauweise im Hanganschnitt des Bergsels errichtet wurde (Abbildung 1 Mitte). Dieses Tunnelbauwerk verzweigt sich von einem zweigleisigen Querschnitt im Norden auf zwei eingleisige Tunnelabschnitte im Süden. Nachfolgend verlaufen die Trassen jeweils über eine Stahlfachwerkbrücke in die beiden Portale des Brenner

Basistunnels (Abbildung 1 links). Das Bauwerk Tunnel Silltal wurde in zwei Abschnitten fugenlos und wasserundurchlässig hergestellt. Zur Aufnahme von Setzungsdifferenzen wurde das südliche Portal mit einer Raumfuge vom weiteren Tunnelbauwerk getrennt.

### 1.2 Vorgehensweise

Die aufgeworfene Fragestellung zur Kontrolle der erhärtungsbedingten Rissgefahr wurde mit den nachfolgenden Betrachtungen beantwortet:

- Allgemeine Rezepturbewertung hinsichtlich erhärtungsbedingter Temperatur- und Spannungsentwicklung,
- Rechnerische Beurteilung der Rissgefahr für betroffene Bauteile mittels thermomechanischer Simulation mit Unterscheidung nach den Bauteiltypen „Bodenplatte“, „Wand auf Bodenplatte“ und „Decke auf Wand“ sowohl für das Portalbauwerk als auch den Tunnel,
- Untersuchung zu den projektspezifischen Grenzen der Frischbeton- und maximalen Bauteiltemperatur, bei denen eine Rissvermeidung nach [2] noch eingehalten wird und

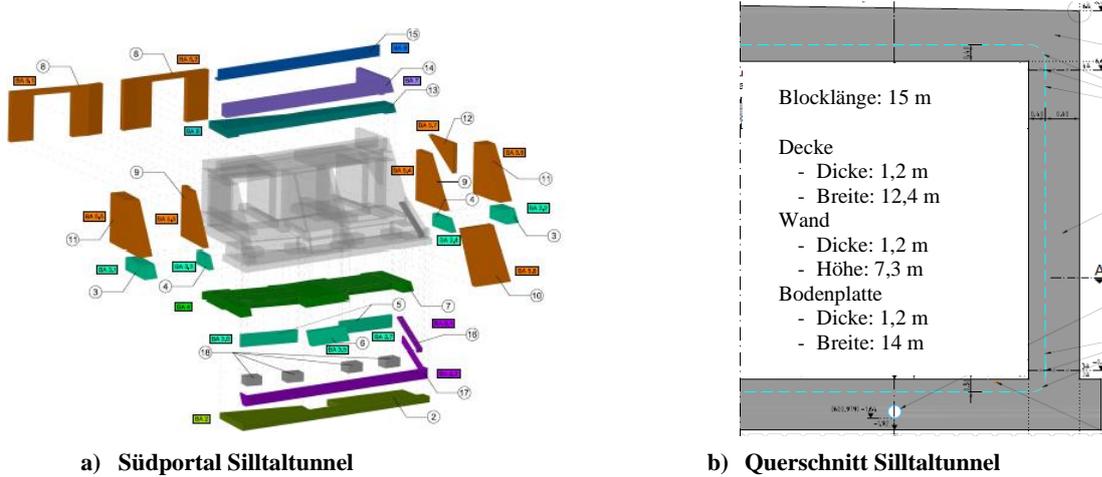


Abbildung 2 Bauwerk Sillaltunnel, planische Darstellungen

- Ableitung von Handlungsempfehlungen für die Umsetzung auf der Baustelle, die neben den materialspezifischen Aspekten auch die Bedeutung der klimatischen Randbedingungen während der Erhärtung mit einbezieht.

## 2 Materialuntersuchungen und Materialmodelle für die Simulation

Die rechnerischen Betrachtungen erfordern im Vorfeld eine experimentelle Bestimmung der erhärtungsbedingten Temperaturzunahme und der Festigkeitsentwicklung des verwendeten Betons. Hierzu wurden folgende Materialuntersuchungen im Projekt durchgeführt:

- Hydratationswärmefreisetzung des Bindemittels mit dem teiladiabatischen Langavant-Verfahren gemäß [4]
- Teiladiabatische Wärmeentwicklung des Betons am gedämmten Würfel in Anlehnung an [4]
- Druckfestigkeitsentwicklung mit Würfelprüfungen nach 1, 2, 7 und 28 Tagen.

Weitere relevante Materialeigenschaften zur Beurteilung der erhärtungsbedingten Rissgefahr sind die Wärmeleitfähigkeit und die Wärmespeicherkapazität, der Temperatursdehnungskoeffizient, das Grundschrumpfen sowie das viskoelastische Verhalten des Betons und das Querdehnungsverhalten. Diese weiteren Materialkenngrößen wurden für den verwendeten Beton nicht experimentell erhoben, sondern auf Basis von Literaturwerten im Abgleich mit Erfahrungswerten aus vorangegangenen F+E-

Projekten sowie normativen Werten aus [5] abgeschätzt.

Details zu diesen Eingangswerten und deren Berücksichtigung im Materialmodell für die Simulation werden nachfolgend beschrieben.

### 2.1 Thermische Eingangsgrößen

#### 2.1.1 Hydratationswärmeeentwicklung

Die Hydratationswärmeeentwicklung des Bindemittels wurde mit dem teiladiabatischen Langavant-Verfahren gemäß [4] bestimmt. Für die Anpassung des Materialmodells ist zu beachten, dass die Wärmefreisetzungsrates des Bindemittels in diesem Verfahren von der vorhandenen Temperatur während des Versuchs beeinflusst wird. Aus diesem Grund muss vor der Anpassung eine Reifebereinigung des Zeitverlaufs erfolgen. Hierzu wurde der zeitliche Verlauf der Messung gemäß dem Konzept der Reife umgerechnet, wie in Abschnitt 2.4 beschrieben. Als Materialmodell für die Simulation der Wärmeeentwicklung im Berechnungsprogramm wurde die Ansatzfunktion nach JONASSON [6] an diese Verläufe angepasst. Das Messergebnis sowie das Ergebnis dieser Anpassung zeigt Abbildung 3.

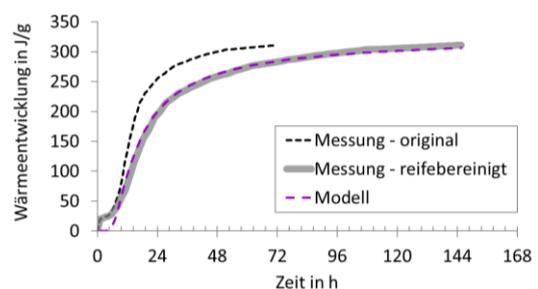


Abbildung 3 Hydratationswärmeeentwicklung

### 2.1.2 Wärmeleitung

Die Wärmeleitfähigkeit des Betons ist feuchte- und temperaturabhängig und unterliegt deshalb Veränderungen im Hydratationsprozess. Aufgrund fehlender Daten zum untersuchten Beton wurde an dieser Stelle auf Erfahrungswerte aus vorangegangenen F+E-Projekten zurückgegriffen. Die verwendete Funktion lautet:

$$\lambda(t_{\text{eff}}) = \lambda_0 - (\lambda_0 - \lambda_R) \cdot \frac{Q(t_{\text{eff}})}{Q_{\text{max}}} \quad (1)$$

$\lambda(t_{\text{eff}})$ .....Wärmeleitfähigkeit eines bestimmten effektiven Betonalters  $t_{\text{eff}}$

$\lambda_0$ .....Wärmeleitfähigkeit bei Beginn der Hydratation (hier:  $\lambda_0 = 3,0 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$ )

$\lambda_R$ .....theoretischer Endwert der Wärmeleitfähigkeit (hier:  $\lambda_R = 2,1 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$ )

$Q(t_{\text{eff}})$  Wärme des bestimmten effektiven Betonalters  $t_{\text{eff}}$

$Q_{\text{max}}$  maximale Wärme

Die Wärmespeicherkapazität wird in Übereinstimmung mit den Überlegungen in [3] und [7] als konstant über die Zeit und mit einem allgemeinen Wert für Beton von  $2400 \text{ kJ / }^\circ\text{C m}^3$  berücksichtigt.

### 2.1.3 Verifikation

Für die Verifikation des Materialmodells zur Simulation der Wärmeentwicklung wurden Versuche zur Temperaturentwicklung am gedämmten Würfel in Anlehnung an [4] durchgeführt und mit dem zusammengestellten Materialmodell nachgerechnet. Das Berechnungsmodell sowie der Vergleich von Ergebnissen aus Messung und Nachrechnungen zeigt Abbildung 4.

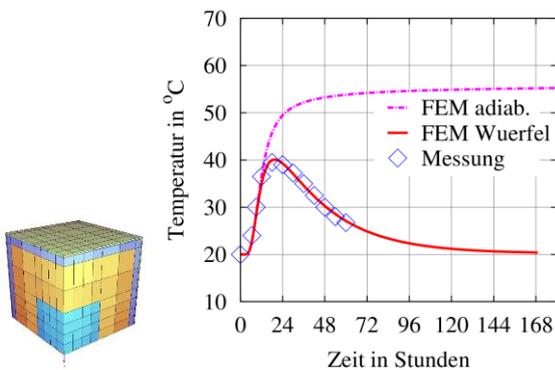


Abbildung 4 Messung und Nachrechnung der Temperaturentwicklung des gedämmten Würfels

## 2.2 Schwinden

Der Einfluss der Schwindverformungen auf die Zwangbeanspruchungen im Erhärtungszeitraum wird im vorliegenden Fall als untergeordnet betrachtet. Trocknungsschwinden kann bei den vorliegenden Bauteildicken und Umgebungsbedingungen als Oberflächenproblem im Nutzungszeitraum betrachtet werden. Hingegen wird Grundschrwinden zwar im Erhärtungszeitraum auftreten, allerdings ist es gegenüber den thermischen Einwirkungen infolge Hydratationswärme und klimatischen Randbedingungen mindestens um eine Größenordnung kleiner. Dennoch wurde das Grundschrwinden zur Vollständigkeit in der Parameterstudie mit einem Endwert von  $0,03 \text{ ‰}$  berücksichtigt. Dieser Wert entspricht ungefähr dem spannungswirksamen Anteil des in [5] angegebenen Grundschrwindens eines Betons der Festigkeitsklasse C25/30. Der zeitliche Verlauf wurde gemäß den Ansätzen in vorangegangenen F+E-Projekten modelliert. Die Funktion lautet:

$$\varepsilon_{\text{cas}}(t_{\text{eff}}) = 0,03 \text{ ‰} \cdot \frac{Q(t_{\text{eff}})}{Q_{\text{max}}} \quad (2)$$

$\varepsilon_{\text{cas}}(t_{\text{eff}})$ ..Grundschrwinden eines bestimmten effektiven Betonalters  $t_{\text{eff}}$

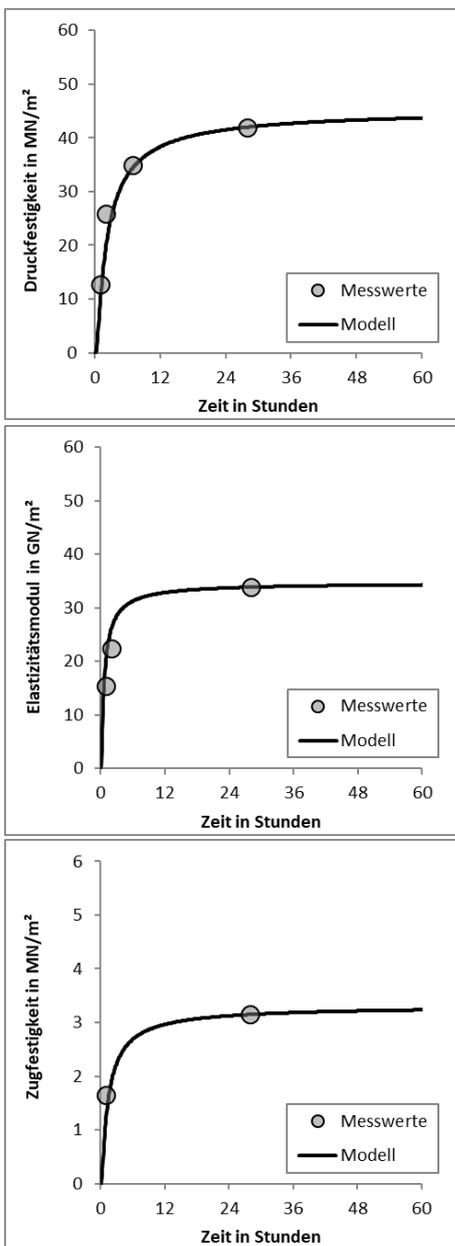
## 2.3 Mechanische Eingangsgrößen

### 2.3.1 Festigkeitsentwicklung

Für die Bestimmung der Festigkeitsentwicklung der verwendeten Rezepturen wurde auf die von der BBT-SE bereitgestellten Druckfestigkeitsprüfungen zurückgegriffen. Die für die Simulation erforderlichen zeitlichen Entwicklungen von Elastizitätsmodul und Zugfestigkeit der Betone wurde im Weiteren aus diesen punktuellen Messungen der Druckfestigkeit abgeleitet. Die Umrechnung erfolgte über [5]. Das Ergebnis der Umrechnung zeigt Tabelle 1. Für die Berücksichtigung der Festigkeitsentwicklungen im Berechnungsprogramm wurden die Ansatzfunktionen nach WESCHE [8] genutzt. Diese Ansatzfunktionen bieten eine geschlossene Formulierung für die Entwicklung von Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul und Zugfestigkeit auf Basis eines gemeinsamen Zeitbeiwerts, der durch Anpassung an die Druckfestigkeitsprüfungen ermittelt werden kann. Das Ergebnis dieser Anpassung zeigt Abbildung 5.

**Tabelle 1 Festigkeitswerte nach 28-Tagen**

| Parameter                | Wert     | Bestimmung                               |
|--------------------------|----------|--|
| mittlere Druckfestigkeit | 42,0 MPa | gemessen                                 |
| Elastizitätsmodul        | 33,8 GPa | $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$    |
| Zugfestigkeit            | 3,15 MPa | $f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{cm} - 8)^{2/3}$ |



**Abbildung 5 Materialmodell zur Festigkeitsentwicklung und Gegenüberstellung mit Messwerten**

### 2.3.2 Weitere mechanische Eigenschaften

Weitere mechanische Eigenschaften, die zur Bestimmung der Spannungsentwicklung benötigt werden, sind das viskoelastische Verhalten des Betons, der Wärmeausdehnungskoeffizient und das Querdehnverhalten. Für deren zeitliche Berücksichtigung im Erhärtungszeitraum wird in der vorliegenden Untersuchung auf die Überlegungen aus [3] zurückgegriffen. Dies betrifft:

- die verformungsbasierte Modellierung der Viskoelastizität unter Berücksichtigung der Spannungsgeschichte und des Globalspannungszustands mit den Kriechfunktionen aus [5],
- eine über die Zeit konstante Berücksichtigung des Wärmeausdehnungskoeffizients mit einer Größe gem. [5] von  $\alpha_T = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  und
- eine über die Zeit konstante Berücksichtigung des Querdehnverhalten mit einer Größe gemäß [5] von  $\mu = 0,2$ .

### 2.4 Alterung und Reife

Die Erhärtung des Betons und dessen effektive Alterung wird neben dem Ablauf von tatsächlicher Zeit auch zusätzlich von der Betontemperatur beeinflusst. Aufgrund fehlender Daten zum diesbezüglichen Verhalten des untersuchten Betons wurde dieser Einfluss durch eine temperaturabhängige Modifikation des Betonalters mit der Ansatzfunktion von Freiesleben Hansen und Pedersen [10] berücksichtigt. Diese Funktion basiert auf den grundsätzlichen Überlegungen von ARRHENIUS und führte bereits in verschiedenen anderen F+E-Projekten zu guten Übereinstimmungen, s. u.a. [3] und [11]. Das verwendete Modell zur Berücksichtigung der Reife lautet:

$$t_{\text{eff}} = \int \exp \left\{ \frac{E_A}{R} \cdot \left[ \frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(t)} \right] \right\} dt \quad (3)$$

- $t_{\text{eff}}$  ..... effektives Betonalter
- $E_A$  ..... Aktivierungsenergie, hier verwendet  
 $E_A = 38.500 \text{ J/mol}$
- $R$  ..... univ. Gaskonstante =  $8,3143 \text{ J/mol } ^\circ\text{C}$
- $T$  ..... Betontemperatur
- $t$  ..... tatsächliche Zeit

### 3 Berechnungsmodelle und deren Auswertung

#### 3.1 Finite-Elemente-Idealisierungen

Für die Simulation der erhärtungsbedingten Temperatur- und Spannungsgeschichte wurden volumetrische 3D-FE-Modelle unter Ausnutzung der Symmetrie in Quer- und Längsrichtung erstellt. Die Modelle beinhalten das jeweils betrachtete Bauteil, alle angrenzenden Bauteile mit Einfluss auf die Temperaturentwicklung und Verformungsbehinderung sowie weitere verformungsbehindernde Randbedingungen. Die wesentlichen Bauteiltypen sind:

- Bodenplatte,
- Wand auf Bodenplatte und
- deckenartige Bauteile.

Eine Übersicht zu den einzelnen Berechnungsmodellen ist in Abbildung 6 gegeben.

#### 3.2 Auswertung

Die Berechnungsergebnisse wurden anschließend hinsichtlich des Temperaturfelds und der Spannungsverteilung im Querschnitt zu maßgebenden Zeitpunkten sowie hinsichtlich des zeitlichen Temperatur- und Spannungsverlaufs an ausgewählten Punkten ausgewertet.

Darüber hinaus wurde anhand der im Berechnungsmodell hinterlegten Alterung die Zugfestigkeitsentwicklung abgeleitet und für eine Beurteilung der Rissgefahr den Spannungen gegenübergestellt. Diese Gegenüberstellung erfolgte Grundlage der Überlegungen in [3] für einen allgemeinen Rissindex und einem Makrorissindex. Beim allgemeinen Rissindex wird die Spannung in einem Materialpunkt durch die vorhandene Zugfestigkeit geteilt:

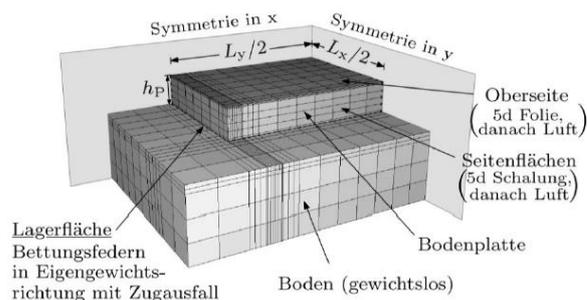
$$c_i = \frac{\sigma_{c,i}(x, y, z, t)}{f_{ctm,i}(x, y, z, t)} < 0,7 \quad (0,56) \quad (4)$$

$c_i$  .....allgemeiner Rissindex

$\sigma_{c,i}(x, y, z, t)$  ..Spannung im Materialpunkt an der Stelle  $x, y, z$  zum Zeitpunkt  $t$

$f_{ctm,i}(x, y, z, t)$  Zugfestigkeit im Materialpunkt an der Stelle  $x, y, z$  zum Zeitpunkt  $t$

Unter Berücksichtigung der Streuung der Zugfestigkeit wird für den allgemeinen Rissindex in Anlehnung an  $f_{ctk,0.05}$  ein Grenzwert von 0,7 empfohlen, vgl. bspw. [1] oder [12].



a) Bodenplatte

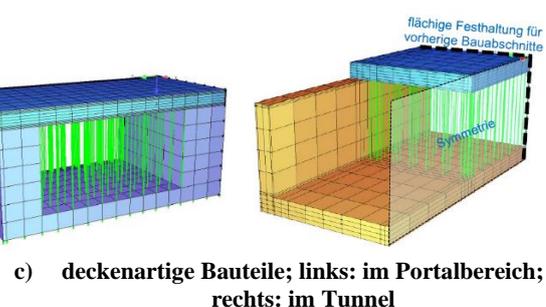
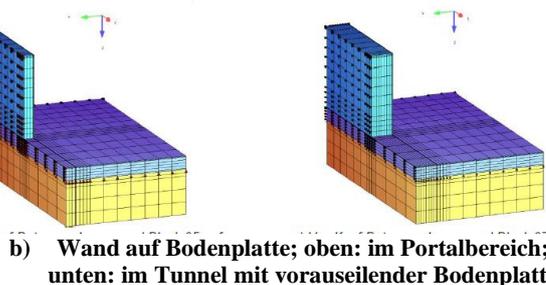
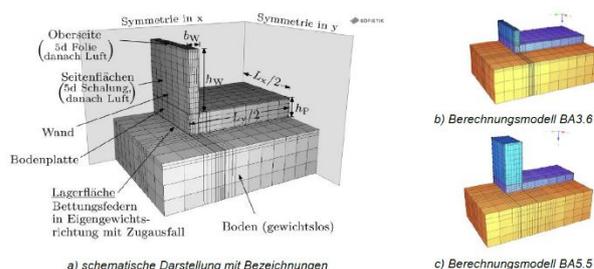


Abbildung 6 FE-Idealisierungen der Betonierabschnitte

Die Spannungen in Gl. (4) enthalten aber zunächst auch noch die Eigenspannungen im Querschnitt. Wie in [3] oder [13] beschrieben, haben Eigenspannungen hinsichtlich der Gefahr von Makrorissen i.d.R. einen günstigen Einfluss, da das Spannungsmaximum infolge Zwangsschnittgrößen durch Druckeigenspannungen an selbiger Stelle reduziert werden kann. Für den sicheren Ausschluss von Rissbildung wird deshalb in [3] ein Grenzwert von 80% von  $f_{ctk,0.05} = 0,8 \cdot 0,7 = 0,56$  gefordert. Und wenn dieser Grenzwert nicht eingehalten werden

kann, ist die Gefahr von Makrorissen mit dem Makrorissindex zu beurteilen. Hierzu werden die Eigenspannungen im Querschnitt herausgerechnet und nur die Spannungen infolge der Zwangsschnittgrößen  $N_{Zw}$  und  $M_{Zw}$  durch die mittlere Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt geteilt. Es gilt:

$$c_m = \frac{\sigma_{c,N+M}(t)}{f_{ctm}(t)} = \frac{\frac{N_{Zw}(t)}{A_c} \pm \frac{M_{Zw}(t)}{W}}{f_{ctm}(t)} < 1,0 \quad (5)$$

- $c_m$ .....Makrorissindex
- $\sigma_{c,N+M}(t)$ ....Spannung infolge Zwangsschnittgrößen zum Zeitpunkt  $t$
- $f_{ctm}(t)$ .....mittlere Zugfestigkeit zum Zeitpunkt  $t$
- $N_{Zw}$ .....Zwangnormalkraft
- $A_c$ .....Fläche des Betonquerschnitts
- $M_{Zw}$ .....Zwangmoment
- $W$ .....Widerstandsmoment

Hintergrund des Makrorissindex ist die Überlegung, dass sich die Eigenspannungen im Querschnitt infolge von Schalenrissbildung bei kritischen Randzugspannungen und/oder Kleinstrissen im Inneren des Querschnitts infolge lokalen Zugspannungsmaxima abbauen. Aus diesem Grund werden dann die Spannungsverteilungen im betrachteten Querschnitt in jedem Zeitschritt um die jeweils vorhandenen Eigenspannungen bereinigt und die verbleibenden Spannungen mit der mittleren Zugfestigkeit verglichen. Aufgrund des Umlagerungspotenzials im Querschnitt und des einhergehenden Abbaus der Zwangskraft im Rissbildungsprozess wird für den Makrorissindex ein Grenzwert von 1,0 angesetzt. Weitere Informationen zu dieser Vorgehensweise finden sich u.a. in [13].

### 3.3 Grenzwertuntersuchung

Mit den vorgestellten Simulationsmodellen wurden systematische Untersuchungen zur erhärtungsbedingten Rissgefahr mit besonderem Augenmerk auf die Frischbetontemperatur und die maximale Bauteiltemperatur je nach Umgebungsrandbedingung angestellt. Hierbei wurde die in Tabelle 2 dargestellten Parametervariationen betrachtet. Der Fokus lag insbesondere auf dem Zusammenspiel von Frischbetontemperatur und klimatischen Randbedingungen auf die maximale Bauteiltemperatur und die einhergehende Rissgefahr.

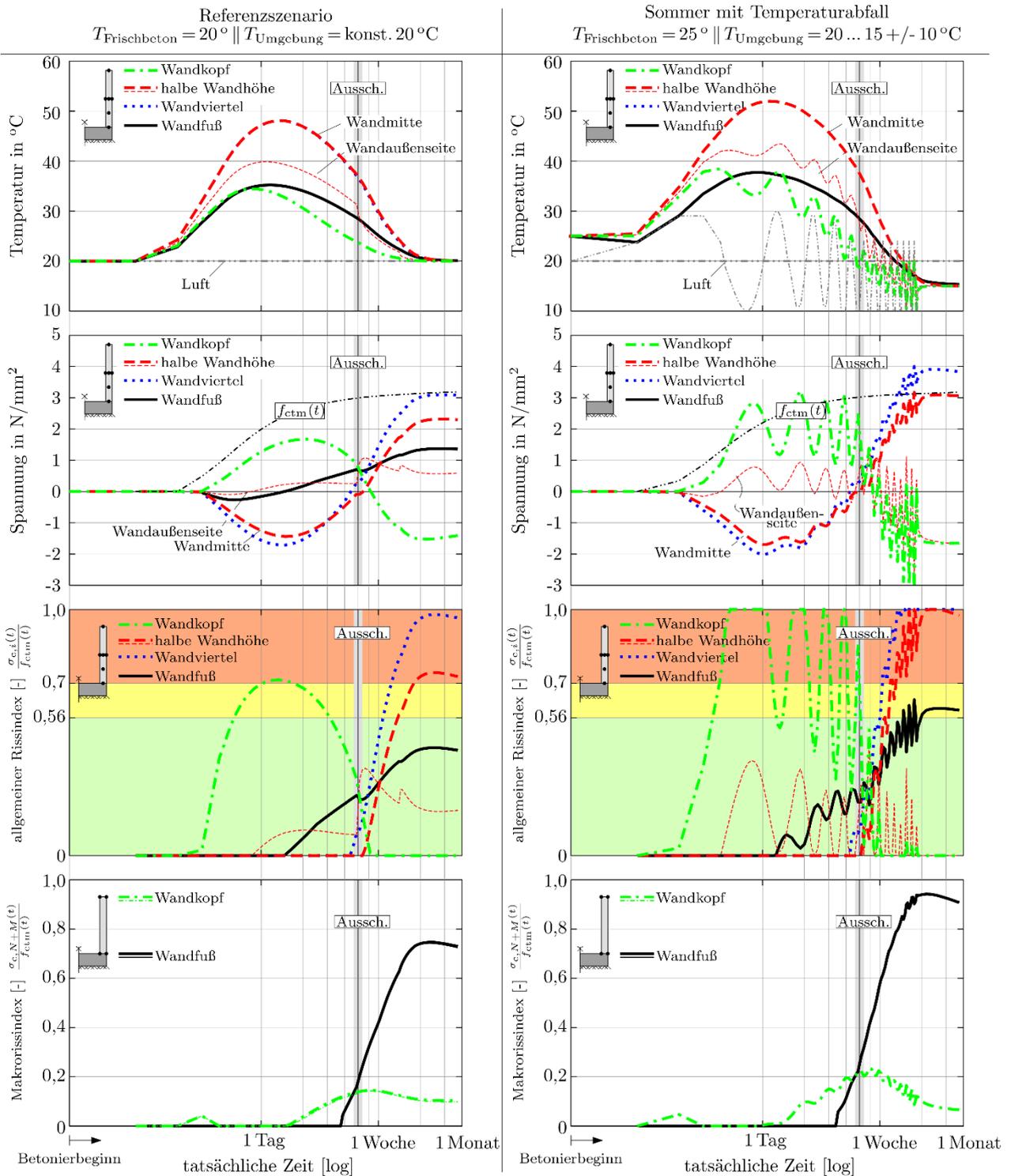
**Tabelle 2** Übersicht zu den untersuchten Szenarien

| Parameter                     | $T_{\text{Frisch.}}$<br>[°C] | klimatische Randbedingung   |                                 | Einschalzeit<br>[d] |
|-------------------------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|---------------------|
|                               |                              | $T_{\text{mittel}}$<br>[°C] | $\Delta T_{\text{Tag}}$<br>[°C] |                     |
| Referenzszenario              | 20                           | 20                          | ±0                              | 5                   |
| Frischbetontemperatur         | 25                           | 20                          | ±0                              | 5                   |
| Hochsommer                    | 25                           | 25                          | ±12,5                           | 5                   |
| Sommer mit Temperaturrückgang | 25                           | 20...15                     | ±10                             | 3..5                |
| Winter                        | 18                           | 5                           | ±5                              | 5                   |

## 4 Ergebnisse

Die Simulationen wurden hinsichtlich maximaler Bauteiltemperatur und allgemeinem Rissindex sowie Makrorissindex ausgewertet. Zur Veranschaulichung der Simulationsergebnisse zeigt Abbildung 7 die Temperatur- und Spannungsentwicklungen sowie die daraus abgeleiteten allgemeinen Rissindizes sowie Makrorissindizes für den Fall „Tunnelaußenwand mit Herstellung als Vor-Kopf-Betonage“ gemäß Abbildung 6 b) unten. Unterschieden wird zudem zwischen dem Referenzszenario (konstante Umgebungstemperatur von 20 °C und Frischbetontemperatur in gleicher Höhe) sowie sommerlichen Bedingungen mit pessimalem Temperaturabfall während des Abfließens der Hydratationswärme und Frischbetontemperatur von 25 °C. Folgende Ergebnisse zeigen diese Betrachtungen:

- Für die 1,2 m dicken wandartigen Bauteile ist die Temperaturzunahme infolge der Hydratationswärme nahezu unabhängig von der Frischbetontemperatur und beträgt ca. 28 °C.
- Mit einer Frischbetontemperatur von 22 °C liegt die maximale Bauteiltemperatur im Sommer deutlich über dem Grenzwert von 45 °C.
- Ausgehend von einer Frischbetontemperatur von 25 °C ist im Hochsommer eine maximale Bauteiltemperatur im Bereich von 53 °C zu erwarten. Wird zudem noch ein pessimaler Abfall der Umgebungstemperatur um 5 °C nach Erreichen der maximalen Bauteiltemperatur berücksichtigt, so liegt der Makrorissindex gerade noch unter dem Grenzwert von 1,0.



**Abbildung 7** Simulationsergebnisse für die Tunnelaußenwand; links: Referenzszenario; rechts: sommerliche Bedingungen mit pessimalem Temperaturabfall

Die weiteren Betrachtungen gemäß Tabelle 2 zeigen zudem für die wandartigen Bauteile eine Gefahr von frühen Oberflächenrissen an, die insbesondere bei einem frühen Ausschalen am dritten Tag auftreten. Selbst bei anschließender Nachbehandlung mit Thermomatten übersteigt der Rissindex an der

Oberfläche unter bestimmten Variationen den Grenzwert zum sicheren Ausschuss von Oberflächenrissbildung.

Darüber hinaus zeigen die Berechnungen für den Winterfall eine erhöhte Rissgefahr, wenn die Frischbetontemperaturen im Vergleich zur

Umgebungstemperatur stark erhöht werden (Warmbeton), wengleich die maximale Bauteiltemperatur sicher unter dem Grenzwert von 45 °C liegt. Hintergrund ist, dass die Rissgefahr vornehmlich aus dem Temperaturunterschied zwischen Bauteil und Umgebungstemperatur resultiert. Eine von den Umgebungsbedingungen entkoppelte Begrenzung der Bauteiltemperatur zur Vermeidung erhärtungsbedingter Rissbildung ist daher nicht allgemein gültig. Grundsätzlich sollte daher auch im Winter eine Begrenzung der maximalen Frischbetontemperatur nach oben hin vorgenommen werden, um eine Rissvermeidung im Sinne von [2] zu erfüllen. Diese Begrenzung ist unabhängig von der Einschalzeit.

Die dargelegten Ergebnisse ergaben sich sinngemäß auch bei den Betrachtungen zu den anderen Bauteiltypen. Für die zur Ausführung kommende Betonrezeptur und die vorliegenden Bauteiltypen und -geometrien zeigten die Simulationen insgesamt, dass die Gefahr von Makrorissen infolge der Hydratationswärme unter sommerlichen Bedingungen auch mit einer Frischbetontemperatur von 25 °C im Sinne von [2] vermieden werden kann, wengleich die maximale Bauteiltemperatur dadurch bis auf knapp 55 °C ansteigen kann. In dieser Betrachtung wird zudem ein Abfall des Tagesmittelwertes der Lufttemperatur nach dem Einbau von bis zu 5°C abgedeckt. Zudem zeigen die Berechnungsergebnisse eine Gefahr von frühen Oberflächenrissen für die Oberseite der Bodenplatte, die Seitenflächen der wandartigen Bauteile sowie die Deckenoberseite an.

## 5 Regelungen für die Umsetzung und Erfahrungen damit

Zur Vermeidung von Rissbildung infolge Beton erhärtung wurden Rissindexberechnungen für die erhärtungsbedingte Rissgefahr entsprechend Richtlinie Weiße Wanne [2] basierend auf den Bauteilgeometrien, Bauabfolgen und Betonrezepturen der Baustelle durchgeführt. Mit verschiedenen Klimaszenarien, abgeleitet aus den Klimadaten, wurden Vorgaben für die auf der Baustelle einzuhaltende Frischbetontemperatur und Regelungen für die Nachbehandlung abgeleitet. Entsprechend den Berechnungen konnte eine Rissvermeidung mit einer Begrenzung der Frischbetontemperatur auf maximal 24 °C für alle Bauteile erreicht werden. Diese

Erhöhung von 22 °C aus [2] auf 24 °C ermöglichte bauseits in Kombination mit einem frühestmöglichem Betonierbeginn im Tagesverlauf einen Bauablauf im Regelfall ohne zusätzliche vertragliche Kühlung des Lieferbetons auf der Baustelle.

Aus dem mit den Berechnungen ermittelten Risiko von frühen Oberflächenrissen an der Deckenoberseite und den Außenwandseiten wurde eine Nachbehandlung mittels Thermomatten oder Einschaltung bis zum 10. Tag nach Betonage vorgeschrieben, welches bauseits bekannt und einfach umzusetzen war.

Eine neue Randbedingungen für die Ausführung ergab sich allerdings mit der aus den Simulationsergebnissen abgeleiteten Kopplung von Regelungen zur Frischbetontemperatur mit der Umgebungstemperatur. Konkret ging es dabei um den Temperatursturz am Einbautag (ein hoher Temperaturabfall des Tagesmittelwertes der Lufttemperatur) von mehr als 5°C zum Vortag. Für solche Situationen bzw. Einbautage wurde die Frischbetontemperatur auf den prognostizierten Tagesmittelwert plus 5°C begrenzt, wobei 24°C in jedem Fall als maximale Frischbetontemperatur einzuhalten ist. Bauseits wurde diese Vorgabe durch ein tagesweises Verschieben der geplanten Betonage gelöst.

Für diese Regelungen wurde die mittlere Tagestemperatur am Einbautag wie nachfolgend ermittelt aus:

- dem Tagesmittel der Lufttemperatur im Dauerschatten (Nordseite) innerhalb von 24 Stunden am Einbauort oder
- aus dem arithmetischen Mittel von minimalem und maximalem Temperaturwert gemäß dem Wetterarchiv.

Die Temperaturdaten für den prognostizierten Tagesmittelwert wurde am Vortag zwischen 9-14 Uhr nach der Wetterprognose auf der Internetseite <http://www.meteoblue.com> für den Standort der Betonproduktion berücksichtigt.

## 6 Zusammenfassung

Der Ansatz einer erhöhten Bauteiltemperatur über den Nachweis der Rissvermeidung entsprechend RiLi WW ermöglichte die spezifischen Randbedingungen der Ausführungsphase genau zu erfassen und darauf zugeschnittene Maßnahmen zur Sicherung der Bauwerksqualität abzuleiten. Die

ermittelten Herstellungsmaßnahmen beinhaltet die Begrenzung der Frischbetontemperatur auf  $\leq 24$  °C, eine Nachbehandlung von 10 Tagen der Decke mit Thermomatten und Anfeuchten sowie ein zur Einhaltung der thermischen und hygrischen Randbindungen erforderliche Einschaldauer von min. 5 Tagen für Decken. Die Seitenwände sind bis zum 10. Tag eingeschalt zu lassen oder alternativ gleichlang nachzubehandeln.

Eine schädliche Rissbildung in den Bauteilen konnte mit den beschriebenen Maßnahmen ausgeschlossen werden. Jene Tage, an denen ein kurzfristiger Temperatursturz eintritt, erfordern eine spezielle Herangehensweise. An derartigen Tagen wurde als Begrenzung der Frischbetontemperatur festgelegt, dass diese nicht den prognostizierten Tagesmittelwert plus 5°C überschreiten darf, wobei als Obergrenze in jedem Fall maximal 24°C einzuhalten ist. Als Prognosegrundlage diente die Wetter-Prognose nach <http://www.meteoblue.com> für den Standort der Betonproduktion.

## 7 Acknowledgements

Für die hervorragende bauseitige Umsetzung gebührt der Dank der ausführenden Firma Porr Bau GmbH Kematen, der ÖBA BERNARD Gruppe ZT GmbH und der Loskoordination der BBT-SE.

## 8 Literatur

- [1] Fahrnberger W, Huber R., Unteregger D., Keinprecht M.: *Brenner Basistunnel: Projektbereich Sillschlucht – ein komplexer Bauabschnitt am Stadtrand von Innsbruck*, Taschenbuch für den Tunnelbau, Ernst & Sohn GmbH, 2024
- [2] öbv-Richtlinie "Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannen", Wien: Österreichische Bautechnik Vereinigung e.V., 2018.
- [3] D. Schlicke, Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton, 2. überarbeitete Auflage, 2. überarbeitete Auflage Hrsg., Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2016.
- [4] „ONR 23303:2010-09: Prüfverfahren Beton (PVB) - Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe,“

Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2010.

- [5] Eurocode 2, „EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,“ Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2015.
- [6] J.-E. Jonasson, „Slipform construction - calculations for assessing protection against early freezing,“ CBI Forskning/Research, 1984.
- [7] öbv-Merkblatt "Analytisches Bemessungsverfahren für die Weiße Wanne optimiert", Wien: Österreichische Bautechnik Vereinigung e.V., 2018.
- [8] K. Wesche, Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2: Beton und Mauerwerk, Vieweg+Teubner Verlag, 1993.
- [9] P. Freiesleben Hansen und J. Pederson, „Maturity Computer for Controlled Curing and Hardening of Concrete,“ Nordisk Betong, p. 19–34, 1977.
- [10] P. Freiesleben Hansen und J. Pederson, „Maturity Computer for Controlled Curing and Hardening of Concrete,“ Nordisk Betong, p. 19–34, 1977.
- [11] D. Schlicke und H. Huber, „Nachweis der Rissvermeidung für Innenschalen bei hohen Tunneltemperaturen,“ Bautechnik, pp. 22-23, 2018.
- [12] Ø. Bjøntegaard, „Basis for practical approaches to stress calculations and crack risk estimation in hardening concrete structures, state-of-the-art report,“ COIN project report 31, 2011.
- [13] D. Schlicke und L. Matiašková, „Advanced computational methods versus analytical and empirical solutions for determining restraint stresses in bottom-restrained walls,“ Journal of Advanced Concrete Technology, Bd. 17, pp. 335-349, 2019.

# UHPC–Bridges in Czechia

Milan Kalny  
*PONTEX Ltd., Czechia*

## Abstract:

Ultra-high performance concrete (UHPC) is a composite material with enhanced performance criteria. The most important aspect of UHPC is the behaviour in tension with the post-cracking residual strength and higher ductility both in tension and compression. The design and the execution of the UHPC structures are still partly based on extensive testing experience. The application of UHPC resulted in much smaller weight of structural members. And the main advantages are long term durability, low maintenance and reasonable life cycle cost. Compliance with sustainability and resilience principles ranks now among eligible requirements on modern construction. Following research, development and good practical experience with implementation of several UHPC bridges the Czech technical specifications TP 267 for the material, testing, design and execution of UHPC structures were approved by the Ministry of Transport in 2024.

## 1 Introduction

Construction industry has to face to one essential mission, how to respond to the global movement toward carbon neutrality which is already included into the EU Green Deal. We know that cement accounts for 8.5% of the world's CO<sub>2</sub> emissions. Production of cement and steel, which are the main materials for structural concrete, has to exploit various technologies on the way to low carbon concrete. This production stage is however only one part of the transition to the final goal.

We have to concentrate also on the whole lifespan of our structures. During the use stage there are usually activities like maintenance, strengthening, interventions and final demolition which contribute significantly to additional CO<sub>2</sub> emissions. So it means that highly durable concrete structures and introduction of exact monitoring should be generally preferred in planning and construction phases. Contrary to that the lowest investment cost is still absolutely decisive for selected construction contracts in many countries.

UHPC with an optimum particle packing, low water-cement ratio and randomly distributed short steel fibre reinforcement shows a large potential for demanding light-weight slender structures. Beside a high compressive strength this material has many

other advantages. The steel fibres assure small crack distances and a large ductility. The very dense and compact material leads to a low penetration of aggressive environmental agents and that's why high durability is achieved. Due to low maintenance and reasonable life cycle costs this concept improves the sustainability. Expected lifespan of the UHPC material is over 150 years. However, detailing is usually essential for the lifespan of UHPC structures. In many current cases, prestressed or reinforced concrete structures have to be demolished and replaced within 50 years.

Author has been involved in research and development of UHPC and its applications in Czechia. The experience from this research has been partly utilized in design and implementation of several bridges, among them were both lightweight precast beams for spans 10-30 m and segmental superstructure of cable-stayed footbridge with long main span. All these innovative applications were successfully completed as alternative proposals in tenders with given financial limits.

## 2 Completed UHPC bridges

### 2.1 Pretensioned beams for footbridges

The footbridge over busy Budejovicka Street in Tabor is parallel to the steel railway bridge, in the distance of 1.1 m and within the protection zone of the track. The superstructure of the footbridge is designed with UHPC using one pre-tensioned TT-shaped beam. At the abutments the precast beam is placed on elastomeric bearings. It has a simply supported perpendicular span of 27.0 m. This presents a subtle and economical system with long life and favourable appearance. Material of footbridge beams UHPC concrete C110/130, prestressing strands  $\phi 15.7/1860$  with very low relaxation.

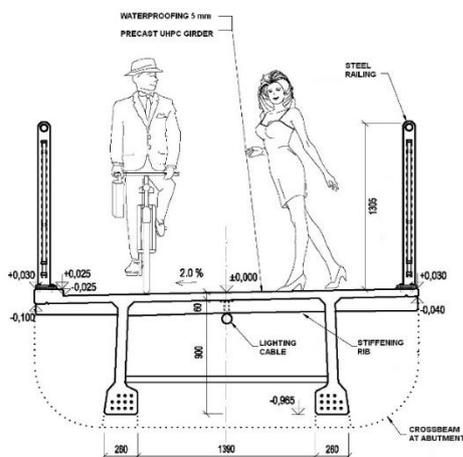


Figure 1 Cross-section of the beam

The width of the prefabricated beam is 3.00 m and the depth is 960 mm. The width of the web is 80 mm, at the bottom flange 260 mm. The thickness of the top slab without any steel bars is 60 mm and it is reinforced with ribs in the distance 1000 mm with a height of 60 mm. UHPC casting for one element with volume of  $12 \text{ m}^3$  in one step during 2-hour long shift was quite unique. Detailed preparation, comprehensive planning and on scale testing established the casting process without any pause, which was essential to avoid cold joints and to achieve optimal scatter of steel fibres, flawless surface and unexceptionable serviceability and durability of the finished UHPC element. The precast footbridge is equipped with 250 mm thick end crossbeams made of concrete C45/55. Temporary reinforcement with steel bars between the lower flanges was used during transport and assembly. Only 2 hours were required for installation (Fig. 2) without the auxiliary support used for composite steel beams with RC deck slab.



Figure 2 Installation of the UHPC beam in Tabor

### 2.2 Pretensioned beams for roads and railways

Precast pre-tensioned beams belong to the most promising UHPC members for real mass production. Several experimental tests of the manufactured UHPC bridge beams were carried out between 2010 and 2022.



Figure 3 Deflection of the pretensioned UHPC beam under testing load

Pre-tensioned prestressed UHPC beams have excellent properties in comparison with steel or standard prestressed beams. They resist well to aggressive environment, no additional protection is required and they have high fire resistance. Although the price of pre-tensioned UHPC beams compared to the conventional reinforced concrete beams is higher, they are still clearly beneficial. The total weight is about half of RC beams, which saves cost on beams handling and substructure including foundations as they are less robust. Comparison of prestressed concrete, UHPC and steel beams for the span of 12 m is shown in the

Table 1.

| Table 1 Comparison of beam basic properties related to different materials (max. load: 2x170kN) |        |                 |        |      |
|---|--------|-----------------|--------|------|
| Material of beam  | Depth  | Max. deflection | Weight | Cost |
| Prestressed RC  | 750 mm | 110 mm          | 4,9 t  | 100% |
| UHPC  | 400 mm | 310 mm          | 2,7 t  | 160% |
| Steel   | 360 mm | 700 mm          | 1,8 t  | 300% |

The beams with depth of 400 mm were loaded in four-point bending test by 2 jacks located 0.8 m from the midspan. The total camber of the UHPC beam before the test was about 120 mm, the deflection was 310 mm and when loads were removed, the remaining plastic deflection of just 15 mm was measured. However, update of standard Czech specifications in 2024 is expected to allow wider spreading of UHPC beams on roads and railways.

**2.3 Segmental UHPC deck of the cable-stayed footbridges**

In the tender documents, a cable-stayed footbridge in Celakovice with a composite superstructure consisting of two longitudinal steel side beams, steel

cross beams and a concrete slab was designed. The composite slab was designed from precast concrete elements with steel fibres, the elements were supported on the bottom flange of the side beams and cross beams. After assembling, all gaps between the slabs and steel beams should be filled with in-situ cast concrete. The contractor proposed an alternative solution of a segmental deck made entirely of UHPC C130/150 with steel fibre reinforcement and the arrangement of spans 43+156+43 m. During the tendering stage, 3 conceptual variants of cross-section were thoroughly analysed and later evaluated from the point of initial and life cycle costs and also sustainability aspects. It is clear that the realized footbridge superstructure of UHPC has slightly higher initial costs but with respect to the whole life cycle assessment it is definitely advantageous.

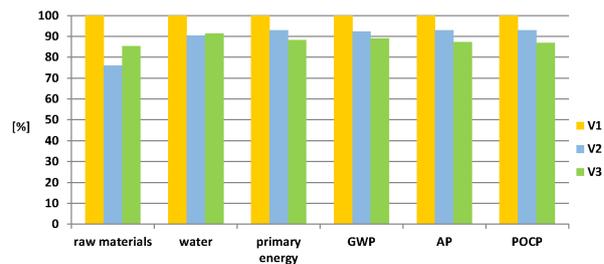
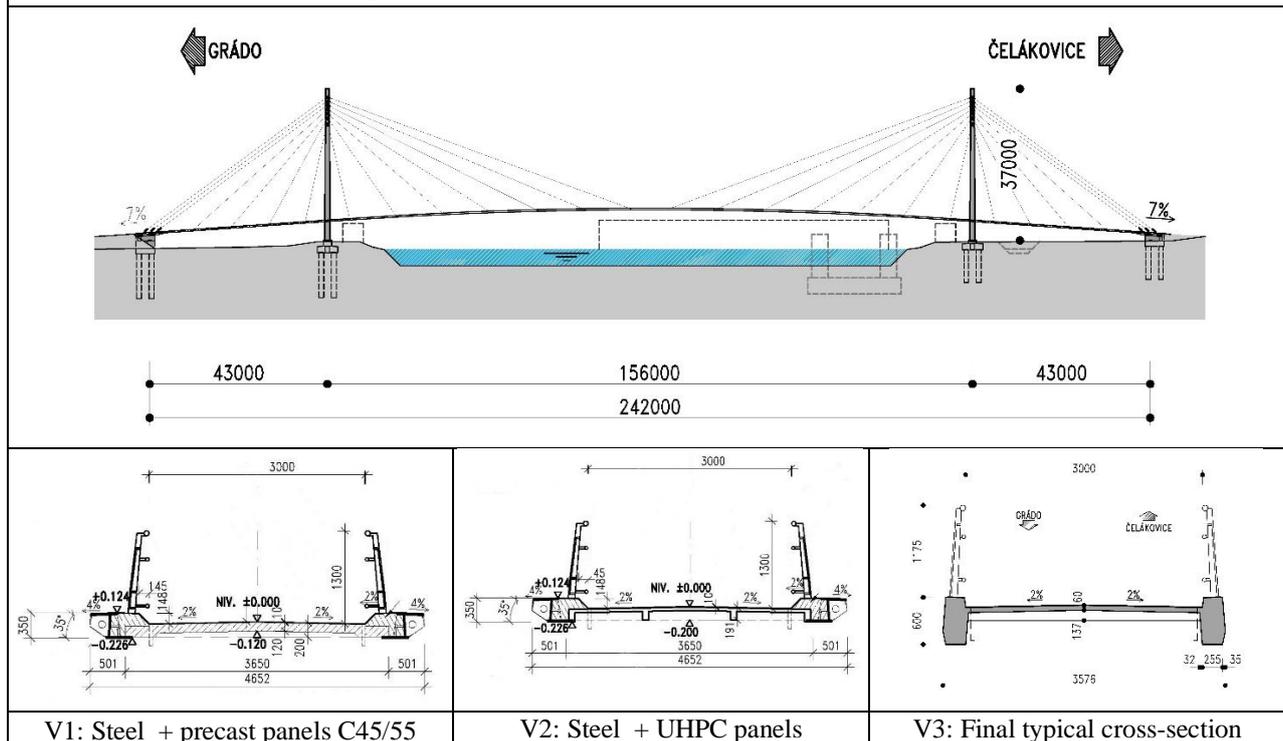


Figure 4: Final assessment of variants – total life cycle

Table 2 Variants of the footbridge deck



### 3 Overdesigned UHPC bridges

When awarding contracts for bridge projects, public sector and government clients usually have to demonstrate that they are operating economically. Value for money is often interpreted as the lowest cost of construction, but clients often place more emphasis on visual quality and award bridge projects through a design competition. In recent years, clients and the general public have become more aware of the quality of the built environment and visually attractive buildings. This attention has also been transferred to bridges and other engineering structures, and architects are increasingly involved in their design. Therefore, the public sector and public tenderers are making more use of design competitions to satisfy their desires for major constructions and to obtain innovative and visually attractive bridges. This procedure can sometimes lead to inappropriate use of UHPC.

In Czechia the bridge design competitions are based on the Model Competition Conditions of the Czech Chamber of Architects. Basic problems include the unbalanced composition of the jury, where the majority of members are architects and politicians, while engineers often have only one representative. An independent review of the estimated budget costs is not required and the result is sometimes completely inadequate construction costs for the implementation of the winning project.



Figure 5: Footbridge in Hradec Kralove

An example of non-observed expected investment costs is, for example, the bridge over the Elbe in Hradec Kralove (Fig. 5), where the competition conditions set a financial limit of CZK 40 million including VAT for the construction, including the processing of project documentation. However, the cost of implementing the winning non-traditional

design from the architectural competition ultimately exceeded CZK 172 million including VAT. Objectively, however, it must be mentioned that the cumulative inflation between the time of the competition and the implementation reached approximately 35%. And the bridge structure combines UHPC material with lifespan of 150 years with non-replaceable steel parts having only half of that lifespan.



Figure 6: Footbridge in Pribor

Another example of a design competition at a suitable location for a standard type of bridge is the footbridge in Pribor (Fig. 6). A double box very slender girder made of UHPC segments was designed for a span of 35 m, which was installed on scaffolding. A cross section of the superstructure of this footbridge is shown in Fig. 7.

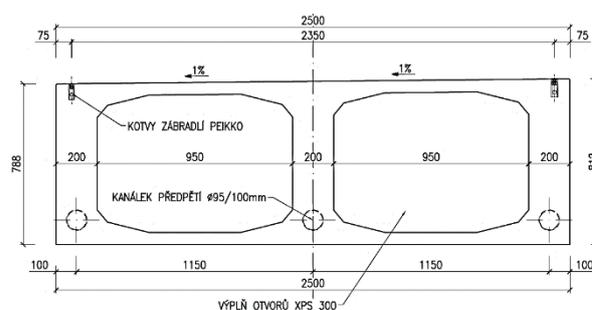


Figure 7: Footbridge in Pribor – cross-section

Material consumption per  $1 \text{ m}^2$  was almost 3 times higher compared to prestressed pre-tensioned prefabricated footbridge in Tabor (Fig. 2), which was installed by a pair of cranes during two hours.

Both of these footbridges are completely unique structures, but they do not meet the principles of sustainability and resilience.

## 4 Conclusion

Compliance with sustainability and resilience principles ranks now among eligible requirements on modern construction. Innovative projects with UHPC should be supported not only by the designers' and contractors' initiative but also by the Clients. Unfortunately current procurement practice in many countries including Czechia is strictly requesting fulfilment of tender documents without any variations, what is a handicap for innovative structures and value engineering.

In Czechia the research & development of UHPC was commenced in 2010 (Skanska CZ, Metrostav, Klokner Institute, Pontex Ltd. and BASF). Between 2017-2020 ongoing development of UHPC applications continued under the grant project of the Czech Technology Agency (KŠ Prefa, Pontex Ltd., Klokner Institute). The main goal was search for the most economical use of UHPC, systematization of the production process and the possibility of universal applications.

Following good practical experience Czech Guidelines for the production technology, testing and design of precast structures made of UHPC in the Czech Republic were approved by the Ministry of Transport in 2015, their updated version has been published by the Czech Concrete Society in 2022 and finally approved by the Ministry of Transport in 2024. These Guidelines [4] for the design of UHPC elements require at least a characteristic cylindrical compressive strength  $f_{ck} \geq 110$  MPa. Minimum mechanical characteristics of UHPC must be guaranteed for structural use. Characteristic tensile strength is  $> 4.0$  MPa, characteristic tensile strength under bending  $> 8.0$  MPa and residual strength class min. A ( $f_{R3k}/f_{R1k} > 0.5$ ).

The production of UHPC is assumed from locally available components or possibly from prefabricated dry mixes. Adequate mixing, transport and processing technology has to be used. The water coefficient of UHPC is required below 0.25. A minimum amount of evenly dispersed short steel fibers is in the amount of 1.5% of the concrete volume ( $120 \text{ kg/m}^3$ ).

The design of UHPC elements utilizes the residual strength of the composite material after cracking, which is provided by the dispersed fiber reinforcement. Fibers improve the material's serviceability

limit state behaviour by reducing the distance and width of cracks, thus improving the durability of the structural element. The fibers also improve the ultimate strength behaviour by increasing the bearing capacity, preventing brittle failure behaviour, and providing ductility and toughness to the member. Dispersed fibers can completely replace concrete reinforcement.

## 5 References

- [1] Kalny, M.; Kvasnicka, V.; Komanec, J.; Broz, R.; Koukolik, P.; Vitek, J.L.: *Cable-stayed footbridge with segmental UHPC deck, Concrete Innovation Conference 2014, Oslo & fib symp., Copenhagen 2015*
- [2] Kalny, M.; Kvasnicka, V.; Komanec, J.: *First practical applications of the UHPC in the Czech Republic, HiPerMat 2016, Kassel, Germany*
- [3] Kalny, M.; Kvasnicka, V.; Komanec, J.; Fiala, C.: *Experience with UHPFRC applications in the Czech Republic, UHPFRC 2017, Montpellier, France*
- [4] Coufal, R.; Kalny, M.; Kolisko, J.; Vitek, J.L.: *Ultra-High-Performance Concrete, Technical Guidelines of the Czech Concrete Society, 2024 (In Czech)*



# Öhlgrabenbrücke

## innovative Brückenrandausbildung

Christoph Steiger

*HABAU Hoch- und Tiefbaugesellschaft m.b.H.*

### KURZFASSUNG:

Randbalken oder Brückenkappen sind wesentliche Elemente von Brücken, welche nicht nur funktionale, sondern auch sicherheitstechnische Zwecke zu erfüllen haben. In Österreich unterliegen sie deshalb strengen technischen Richtlinien ( u.a. RVS), die ihre Langlebigkeit und Funktionalität sicherstellen sollen.

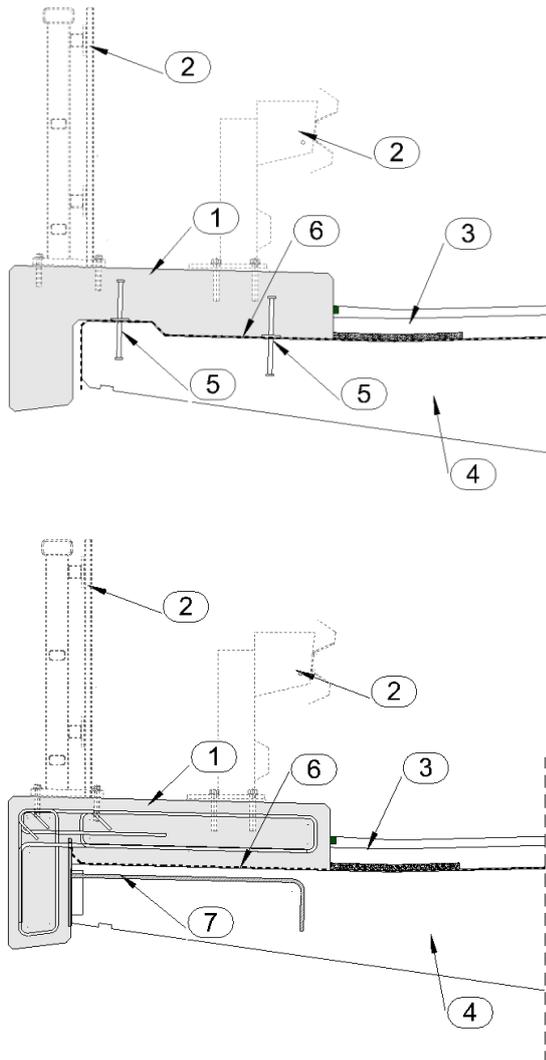
Im folgenden Beitrag wird eine innovative Lösung für den Randbalken vorgestellt, die den traditionellen Ansatz überdenkt. Die Lösung sieht vor, den Randbalken seitlich am Brückentragwerk zu platzieren und ihn durch ein spezielles Stahlrennelement vom Brückentragwerk resp. von der Brückenabdichtung zu entkoppeln. Im Gegensatz zum herkömmlichen System, bei dem die Abdichtungsebene und der Randbalken eine integrierte Einheit bilden, erlaubt die innovative Brückenrandausbildung somit neue Wege in der zustandsbasierten Erneuerung einzelner Brückenkomponenten. Die technische Nutzungsdauer der einzelnen Brückenkomponenten soll dadurch vollkommen ausgeschöpft und dadurch ein Beitrag für ökologische Nachhaltigkeit im Brückenbau geleistet werden. Am Prototyp Öhlgrabenbrücke soll dieser vielversprechende Ansatz für zukünftige Anwendungen erstmals getestet und erforscht werden.

## 1 Einleitung

Randbalken, auch als Brückenkappen bekannt, sind wesentliche Bestandteile von Brückenbauwerken. Sie dienen nicht nur der seitlichen Begrenzung der Fahrbahn, sondern spielen auch eine entscheidende Rolle für die strukturelle Integrität und Sicherheit der Brücke. Die Bedeutung des Randbalkens zeigt sich in seiner multifunktionalen Nutzung: Er schützt die Brückenränder vor mechanischen Einwirkungen (Schrammbordanprall), ermöglicht die Anbringung von Fahrzeugrückhaltesystemen (Leitplanken), sowie Lärmschutzwänden, Geländern und anderen sicherheitsrelevanten Einrichtungen und definiert Geh- oder Radwege auf Brückenbauwerken. In Österreich unterliegt die Gestaltung und Ausführung von Randbalken strengen technischen Regelungen, um die Langlebigkeit und Funktionalität des Randbalkens und ferner auch des Brückentragwerks zu gewährleisten. Diese Vorschriften sind im Allgemeinen in den „Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen“ (RVS) verankert und bieten einen umfassenden Rahmen für die Planung, Ausführung und Instandsetzung von Randbalken.

## 2 Stand der Technik

Die derzeitige Standardausführung von Randbalken gemäß RVS basiert hauptsächlich auf der Verwendung von Stahlbeton. Die Kombination aus einfacher und vielseitiger Formbarkeit, verhältnismäßig gute Dauerhaftigkeit und Langlebigkeit in exponierten Lagen, sowie der preisliche Aspekt haben dazu beigetragen, dass Stahlbeton heute die bevorzugte Wahl für die Herstellung von Randbalken ist.



**Abbildung 1** Randbalken – Ausführung Stand der Technik (Bild 1 Befestigung des Randbalkens mit Dübelleisten oder Einzeldübel; Bild 2 Befestigung des Randbalkens mit System „Ober-samer“

Die Konstruktion von Randbalken wie in Abbildung 1 dargestellt umfasst typischerweise folgende Schritte:

- 1. Herstellung der Tragwerksabdichtung**  
Nach Aushärten des Tragwerkbetons (4) wird die bituminöse Abdichtung (6) unter Berücksichtigung der in der RVS ausgewiesenen Anforderungen an den Abdichtungsuntergrund aufgebracht. Um Bauzeit zu sparen, wird üblicherweise der Bereich, auf den der Randbalken zu liegen kommt, vorgezogen und vorab abdichtet.

- 2. Herstellen der Randbalkenverankerung**  
Hinsichtlich der Verankerung des Randbalkens unterscheidet die RVS 2 Systeme, wobei die Verankerung mit Dübelleisten oder zugelassener Einzeldübel (5) die Regelbefestigung darstellt.

*In Ausnahmefällen, z.B. bei Brückenobjekten mit einer Lärmschutzwand <2,50m und/oder einer Aufhaltestufe bis H3, darf alternativ dazu das System „Ober-samer“ (7) eingesetzt werden. Hierbei handelt es sich um ein alternatives Randbalkenverankerungssystem, welches eine dauerhafte Verbindung von Randbalken mit Tragwerk ohne Durchdringung der Abdichtungsebene ermöglicht.*

- 3. Herstellen der Randbalkenschalung**  
Die Herstellung der Randbalkenschalung erfolgt innenseitig am (teil)abgedichteten Brückentragwerk bzw. außenseitig auf einem speziell dafür hergestellten Schalboden bzw. an einem - an der Tragwerksunterseite - abgehängten Konsolgerüst. Dieses Konsolgerüst wird in der Regel erst nach Absenken des Lehrgerüsts angebracht, sodass die Schalungsherstellung für den Randbalken von der Tragwerksbetonaushärtung und dem Lehrgerüstabsenkvorgang abhängt.

- 4. Bewehren der Randbalken sowie Randbalkenbetonage, Fertigstellung Fahrbahnbereich, Montage Ausrüstungselemente**

In einem vierten Schritt wird der Randbalken bewehrt und betoniert (1). Im Anschluss werden die Ausrüstungselemente, wie Leitplanken, Spritzschutz, etc...(2) montiert und der Fahrbahnbereich fertiggestellt. (3)

### 3 Schadenspotentiale von Randbalken

Randbalken sind aufgrund Ihrer exponierten Lage und der ständigen Beanspruchung durch Witterung und Umwelteinflüsse besonders schadensanfällig. Die häufigsten Schadensbilder umfassen:

**Bewehrungskorrosion:** Bewehrungskorrosion ist eines der Hauptprobleme im Stahlbetonbau. Grundsätzlich treten im Stahlbetonbau zwei

Korrosionsmechanismen auf, welche beide - insbesondere bei Randbalken - eine Rolle spielen: Korrosion ausgelöst durch Chloride einerseits und Korrosion ausgelöst durch Karbonatisierung andererseits.

Im Speziellen bei Randbalken besteht durch die teils direkte Beaufschlagung durch Chloride die Gefahr des Eindringens von Tausalzen in das Betongefüge und eine damit einhergehende Zerstörung der Passivierungsschicht auf der Stahloberfläche (sog. chloridinduzierte Bewehrungskorrosion).

Unabhängig davon kann auch eine Bewehrungskorrosion durch das Eindringen von CO<sub>2</sub> in die Betonmatrix eine Senkung des PH-Wertes des Betons verursachen und in weiterer Folge zur Auflösung der passiven Schutzschicht auf der Stahloberfläche beitragen. (sog. Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung).

**Rissbildung im Beton:** Beide Vorgänge der Bewehrungskorrosion können durch die Rissbildung im Beton beschleunigt werden. Deshalb ist es für die Dauerhaftigkeit eines Randbalkens essenziell, dass die Rissweite des Betons kontrolliert, klein gehalten wird. Zur Reduktion erhärtungsbedingter Zwangsspannungen soll der Randbalken deshalb möglichst bald nach der Tragwerksbetonage hergestellt werden.

**Abplatzungen und Erosion:** Durch Frost-Tau-Wechsel, thermischer und/oder mechanischer Beanspruchung (z.B. unplanmäßige Einwirkung zufolge Anfahrt eines Schneepfluges) können Teile des Betons abplatzen oder erodieren. Dies reduziert nicht nur die ästhetische Qualität eines Randbalkens, sondern kann mitunter auch die strukturelle Integrität eines Randbalkens gefährden und ferner - je nach Größe der Abplatzung - auch eine Gefahr für Verkehrsteilnehmer darstellen.

**Zusammengefasst lässt sich sagen:** Die gängige Randbalkenlösung gemäß RVS hat trotz ihrer bewährten Anwendung einige strukturelle Defizite. Vor allem die Befestigung des Randbalkens, die in der Regelausführung sowohl mit Dübelleisten als auch mit Einzeldübeln, eine Durchdringung der Abdichtungsebene erfordert, ist suboptimal. Weiters ergibt sich durch die zwischen Randbalken und Tragwerk liegende Abdichtungsebene ein

gewissermaßen „gestörter“ Bauablauf, da Trocknungszeiten des Tragwerkbetons zur Aufbringung der Abdichtung einzuhalten sind. Dies hat wiederum zur Folge, dass die Betonage des Randbalkens erst relativ spät nach Betonage des Tragwerks erfolgen kann. Aufgrund der kraftschlüssigen Verbindung des Randbalkens mit dem Brückentragwerk kann es, durch die unterschiedliche erhärtungsbedingte Betonverformung von Tragwerksbeton und dem später hergestellten Randbalkenbeton, zu Trennrissbildungen kommen. Dieser Effekt nimmt mit zunehmendem zeitlichem Abstand zwischen der Betonage des Tragwerks und der Betonage des Randbalkens zu. Fazit: Je zeitiger der Randbalken betoniert werden kann, desto besser ist es für den Rissbildungsprozess und somit auch für die Dauerhaftigkeit!

Ein weiterer Nachteil der derzeit ausgeführten Randbalkenlösung ist, dass diese keine zustandsbasierte Erneuerung von Abdichtung und Randbalken zulässt. Aufgrund der Tatsache, dass der Randbalken und die Abdichtung gewissermaßen eine Einheit bilden ist eine unabhängige Erneuerung beider Komponenten nicht möglich. Eine Erneuerung der Abdichtung kann nur unter zwangsweisem Rückbau des Randbalkens stattfinden. Umgekehrt ist bei einer Erneuerung des Randbalkens auch die darunter liegende Abdichtung zu erneuern. Weiters ist zu bedenken, dass durch die Befestigung des Randbalkens mit Dübelleisten oder mehrreihigen Einzeldübeln ein späterer Abtrag des Randbalkens im Zuge einer Instandsetzungsmaßnahme nur erschwert möglich ist und die Gefahr einer Zerstörung der Kragplatte besteht.

## 4 Innovative Brückenrandausbildung

### 4.1 Konzept

Anspruch war es nun ein System zu entwickeln, welches die Nachteile des Systems nach dem Stand der Technik ausgleicht und folgende Ziele verfolgt:

1. Die Schaffung einer Möglichkeit zur unabhängigen Erneuerung von Fahrbahnbelag (Fahrbahnbelag und Abdichtung) einerseits und Randbalken andererseits



zukünftig mit reduziertem Schal- Betonier- und Zeitaufwand erfolgen.

Der Bauablauf im Neubauszenario gestaltet sich wie folgt:

1. Herstellen der Tragwerks- und Randbalkenschalung, sowie Einbau des Verankerungssystems und der bauseitigen Bewehrung
2. Betonage Tragwerk / Betonage Randbalken (fugenlos)
3. Montage der Brückenausrüstungselemente (Fahrzeurückhaltesystem, etc...); Fertigstellung Fahrbahnbelag

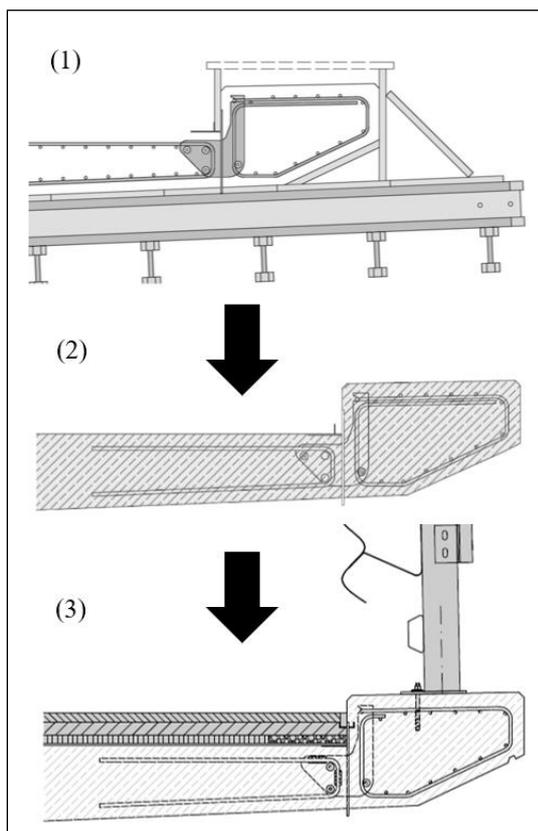


Abbildung 4 Schematische Darstellung des Bauablaufes

Durch die strikte Trennung von Fahrbahnbereich (Abdichtungsbereich) und Randbalkenbereich ist die Betonage des Randbalkens unabhängig von den Trocknungszeiten des Tragwerks und dem Aufbringen der Tragwerksabdichtung. Weiters kann

theoretisch der Randbalken zeitgleich mit dem Tragwerk betoniert werden. Baupraktisch ist darauf abzustellen, dass sich die verwendeten Betongüten für Tragwerk und Randbalken in ihrer Rezeptur unterscheiden (siehe Tabelle 1). Deshalb ist aus baupraktischen Gründen eher mit einer Betonage des Randbalkens frühestens am darauffolgenden Tag (je nach Erhärtungsgrad und Befahrbarkeit des Tragwerks) zu rechnen.

Tabelle 1 übliche Betonsorten (Kurzbezeichnungen und Eigenschaften) für Randbalken (Zeile 1) und Tragwerk (Zeile 2)

| Klasse              | $f_{ck}$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $f_{ck,cube}$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $f_{ctm}$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $E_{cm}$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] |
|---------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| C 25/30/BS-R1/SB/BL | 25                               | 30                                    | 2.6                               | 31000                            |
| C 25/30 B5          | 25                               | 30                                    | 2.6                               | 31000                            |

Aus derzeitiger Sicht kann trotz dieses Umstandes von einer wesentlich früheren Randbalkenbetonage ausgegangen werden, als dies beim gegenwärtig ausgeführten System der Fall ist.

Ein weiterer Vorteil im Hinblick auf die Bauzeiterparnis ist, dass die Herstellung von Randbalken und Tragwerk zukünftig auf einem gemeinsamen Schalboden erfolgen soll. Dadurch geht zwar (teilweise) die Möglichkeit eines späteren Höhenausgleiches der Tragwerkssilhouette durch den vorgelegten Randbalken verloren, jedoch wird der Anspruch einer möglichen Bauzeitverkürzung und die damit einhergehende Reduzierung von volkswirtschaftlichen Belastungen (Stauzeiten) höherwertig eingestuft als optische Ansprüche an die Brückensilhouette.

#### 4.4 Bauablauf Randbalkenerneuerung

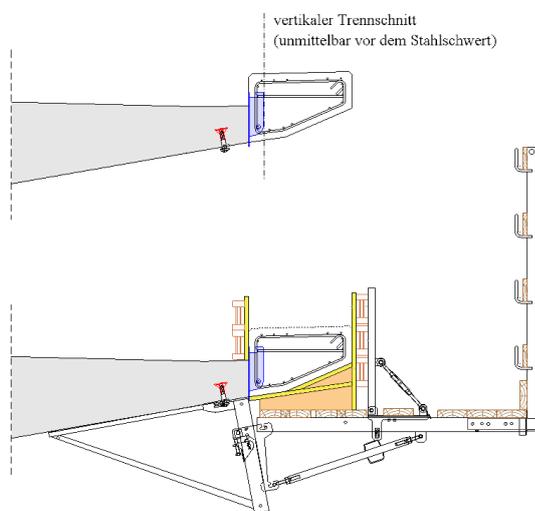
Die Erneuerung von Randbalken bei bestehenden Brückenanlagen ist eine komplexe Aufgabe, die sorgfältige Planung und Ausführung erfordert, um die Betriebsunterbrechung der Brücke so gering wie möglich zu halten.

Im Falle einer erforderlichen Erneuerung des Randbalkens wird analog dem herkömmlichen Randbalkensystem ein Konsolgerüst unter der Kragplatte montiert. Dieses Konsolgerüst bildet die Basis für den Schalboden des neuen Randbalkens.

In einem zweiten Schritt wird der alte Randbalken durch das Setzen eines vertikalen Trennschnittes

unmittelbar vor den Stahlschwertern vom Überbau abgetrennt. Die Betonreste im Bereich zwischen dem Trennblech und dem Betonschnitt werden im Nachgang händisch bzw. hydraulisch entfernt. In einem dritten und letzten Arbeitsschritt erfolgen das Bewehren und Betonieren des neuen Randbalkens.

Durch den hier skizzierten Bauablauf bleibt die Kragplatte durch den Rückbau des alten Randbalkens im Vergleich zum traditionellen Randbalken gänzlich unberührt bzw. unbeschädigt.



**Abbildung 5** Randbalkenerneuerung auf Konsolgerüst (Bild 1 Abtrag Randbalken – Lage vertikaler Trennschnitt; Bild 2 eingeschalteter Randbalken)

#### 4.5 Vorteile in der Bauwerkserhaltung und bei Generalinstandsetzungen bestehender Brückenobjekte

Der wohl aus erhaltungstechnischer Sicht größte Vorteil ist die veränderte Positionierung des Randbalkens am Überbau.

Während durch die Lage des Randbalkens auf der Abdichtungsebene beim derzeit ausgeführten System defacto keine unabhängige Instandsetzung von Brückenabdichtung und Randbalken möglich ist, wird durch die seitliche Anordnung des Randbalkens am Überbau diese Möglichkeit geschaffen. Dies ist insofern von Vorteil, als dass sich die technische Nutzungsdauer von Brückenabdichtung, Fahrbahnbelag und Randbalken in der Regel unterscheiden.

Die technische Nutzungsdauer von Randbalken aus Stahlbeton wird auf etwa 50 Jahren geschätzt. Die Nutzungsdauer kann jedoch stark variieren basierend auf:

- **der Materialqualität:** Hochwertigkeit des verwendeten Betons
- **dem Konstruktionsdesign:** Wahl einer ausreichenden Betondeckung und somit dem Schutzniveau der Bewehrung gegen Umwelteinflüsse
- **den Umgebungsbedingungen:** Exposition gegenüber Tausalzen, Frost-Tau-Wechseln und Feuchtigkeit
- **der Wartung:** Regelmäßige Inspektionen und Instandhaltungsmaßnahmen, um Schäden frühzeitig zu erkennen und zu beheben

Die technische Nutzungsdauer der Brückenabdichtung, die entscheidend für den Schutz der Brückenkonstruktion ist, wird hingegen je nach Beanspruchungsintensität auf etwa 20 bis 30 Jahre geschätzt. Das heißt bei der derzeit ausgeführten Randbalkenlösung muss zur flächigen Erneuerung der Abdichtungsebene entweder zwangsweise ein (meist) ausreichend intakter Randbalken rückgebaut werden, oder es wird eine verminderte Dauerhaftigkeit des Tragwerks aufgrund einer schadhafte Abdichtung bis zur darauffolgenden Randbalkenerneuerung in Kauf genommen. Beim innovativen Lösungsansatz hingegen ist eine vollkommen unabhängige, zustandsbasierte Erneuerung einzelner Brückenkomponenten möglich.

Mitentscheidend für den Erfolg des Systems ist die Klärung der Frage, ob eine technisch einfache Nachrüstung bei bestehenden Brückenbauwerken möglich ist.

Oftmals werden alte Bestandstragwerke im Zuge ihrer Generalinstandsetzung mit Aufbeton verstärkt, um ihre Tragfähigkeit und Lebensdauer zu erhöhen sowie den aktuellen Sicherheits- und Nutzungsanforderungen gerecht zu werden. Ferner werden im Zuge dessen oftmals die Kragplattenenden unter der Erhaltung der Bestandsbewehrung abgetragen und erneuert, da sich hier mit der Zeit, aufgrund umweltbedingter Einflüsse, häufig Schäden abzeichnen. Im Rahmen eines solchen Generalinstandsetzungsszenarios lässt sich das Stahlelement - analog wie beim Brückenneubau - am Kragplattenende platzieren und tragwerksseitig die Rückhängebewehrung in die Aufbetonschicht verlegen.

Ein wesentlicher Vorteil dieses Systems zeigt sich in der Platzierung des Randbalkens neben dem

Überbau. Denn dadurch wird eine Erweiterung der Fahrbahnbreite im Vergleich zur traditionellen Randbalkenlösung ermöglicht. Dies ist besonders bedeutsam für Brückenbauwerke, welche aufgrund ihrer eingeschränkten Tragwerksbreite andernfalls keine ausreichende Spurführung in der Bauphase zulassen.

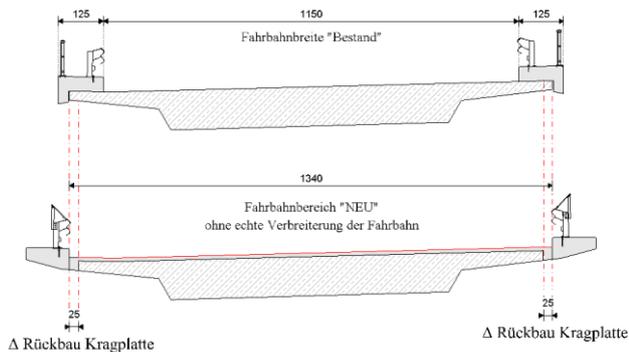


Abbildung 6 exemplarische Darstellung des Fahrbahnbreitengewinnes bei Bestandsbrücken

## 5 Prototypenbau – Ölgrabenbrücke

Im Herbst 2024 wird das innovative Brückenrandsystem erstmals testweise eingesetzt, wobei die rund 60 Meter lange Ölgrabenbrücke auf der A01-Westautobahn als geeigneter Prototyp ausgewählt wurde. An diesem Bauwerk sollen sowohl die praktische Umsetzung der Bauarbeiten als auch die detaillierte Analyse der Systemfunktionalität auf wissenschaftlicher Ebene untersucht werden.

### 5.1 Ölgrabenbrücke

#### 5.1.1 Objektbeschreibung

Die Ölgrabenbrücke wurde 1955 gebaut und wird nun im Zuge einer Generalerneuerung des betreffenden Streckenabschnittes in Form eines 3-feldrigen Plattentragwerkes mit den Stützweiten 19-22-19m neu errichtet. Die Tragwerksplatte weist eine Dicke von 1,10m auf und wird zu den Mittelstützen hin bis auf eine Dicke von 2,00m angevoutet. Die Gesamtragwerksbreite je Richtungsfahrbahn beträgt 12,50m.

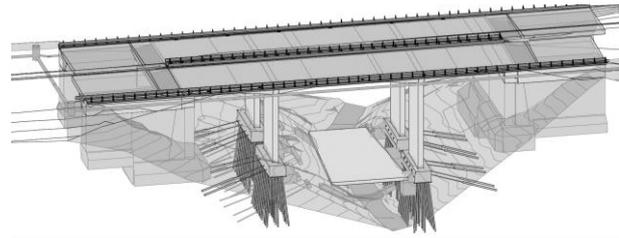


Abbildung 7 3D-Modell der Ölgrabenbrücke

Ziel ist es ein möglichst erhaltungsfreundliches Bauwerk zu schaffen, weshalb man sich im Zuge der Planung auf eine semiintegrale Bauweise mit einer schlaff bewehrten Tragwerksplatte verständigt hat.

#### 5.1.2 Geometrie des repräsentativen Randbalkens im Forschungsprojekt

Im Rahmen des Pilotprojektes sollen beide Richtungen der Fahrbahnen, also alle vier Brückenränder, mit dem neuen Brückenrandsystem ausgestattet werden. Die beiden außenliegenden Randbalken weisen dabei eine Breite von 70cm auf, die beiden innenliegenden Randbalken eine Breite von 120cm. Die unterschiedlichen Randbalkenbreiten ergeben sich aus den unterschiedlichen Anforderungen an die Aufhaltestufen, sowie den gewählten Fahrzeugrückhaltesystemen (FRS) und den damit geforderten Mindestrandbalkenbreiten. Die Randbalkenhöhe am Übergang zum Tragwerk ergibt sich aus der Summe von Kragplattenhöhe, Fahrbahnaufbauhöhe und Schrammbordhöhe zu 46,5cm. Am außenliegenden Rand werden die Randbalken auf eine Höhe von 25cm angezogen.

Die Befestigung des Randbalkens erfolgt über die Stahlschwerter, welche in einem Abstand von 30cm projektiert werden. Die Dicke dieser Stahlschwerter ist abhängig von der Randbalkengeometrie und der Aufhaltestufe des FRS und wurde durch eine analytische Vorbemessung bestimmt. Um eine gewisse Handhabbarkeit zu gewährleisten, wird bei diesem ersten Pilotprojekt die Blechdicke durchgängig mit 15mm gewählt.



**Abbildung 8** Stahltrennblech (vertikale Trennbleche mit 3,00m Länge samt den durchgesteckten und dicht verschweißten Stahlschwertern)

## 5.2 Forschungs- und Erkenntnisinteresse

Das Forschungs- und Erkenntnisinteresse besteht im Allgemeinen darin, den neu konzipierten, innovativ gestalteten seitlichen Brückenrand auf dessen Einsatztauglichkeit hin zu erforschen. Im Speziellen sollen Fragestellungen rund um die genaue Wirkungsweise, die Dauerhaftigkeit und Klimaverträglichkeit beantwortet werden. Dazu soll mithilfe eines eigens dafür konzeptualisierten Monitoringprogramms das Bauteilverhalten des neuen Brückenrandes abgebildet und im Nachgang softwaregestützt (SOFISTIK) anhand eines „digital twins“ analysiert werden. Übergeordnetes Ziel dabei: *durch innovative Ansätze und moderne Analysetechnik einen Beitrag zur Weiterentwicklung und Optimierung der Brückenbaupraxis in Österreich leisten und CO<sub>2</sub> Emissionen, verursacht durch den Bau von Infrastrukturbauwerken, zu reduzieren.*

## 5.3 Monitoringprogramm

Da das System bei diesem spezifischen Brückenobjekt erstmals eingesetzt wird, liegen naturgemäß keine Erfahrungswerte über dessen Einsatztauglichkeit vor. Die aufgestellte Hypothese, dass das System hinsichtlich Funktion und Wirkungsweise mindestens gleichwertig zum herkömmlichen Randbalken nach aktuellem Stand der Technik ist, muss daher noch belegt werden.

Aus diesem Grund wurde gemeinsam mit der TU-Graz unter Mitwirkung der Institute für *Betonbau (IBB)* und *Ingenieurgeodäsie und Messsystem (IGMS)* ein Monitoring Programm entwickelt, welches eine in-situ Messung der Dehnungen und Temperaturen im Tragwerk und Randbalken vorsieht. Dazu wird der außenliegende 70cm breite

Randbalken, sowie die zugehörige Kragplatte longitudinal mit faseroptischen Sensoren ausgestattet. Dadurch können Dehnungen und Temperaturen in den betreffenden Bauteilen kontinuierlich festgestellt und Ableitungen hinsichtlich der Rissbildung im Bauteil getroffen werden. Der Überwachung des Rissbildungsprozesses wird deshalb so eine große Bedeutung beigemessen, da er für die Degradation (vgl. Pkt. 3) des Randbalkens und somit für die Nutzungsdauer essenziell ist.

Für die Risskontrolle im 70cm breiten Randbalken stehen 18 Längseisen mit Durchmesser 14mm zur Verfügung, was einem Bewehrungsgrad von 1,04% entspricht. Erste Vorbemessungen haben gezeigt, dass unter der Annahme, dass der erste Riss bei einem Stahlschwert (Unstetigkeitsstelle) initiiert wird, die rechnerische Rissbreite auf 0,25mm begrenzt werden kann.

Fragestellungen rund um die genaue Wirkungsweise und Tragfähigkeit des Systems unter Lastbeanspruchung lassen sich zerstörungsfrei in-situ nur schwer beantworten. Deshalb werden die Tragfähigkeitsversuche im Labor durchgeführt. Dazu wird ein 1:1 Versuchskörper, welcher Teile der Kragplatte und des Randbalkens umfasst, gefertigt und bis zum Versagen des Systems getestet.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Der erstmalige Einsatz dieser neuen Bauweise wird an der Ölgrabenbrücke erforscht, um sowohl die praktische Anwendbarkeit als auch die funktionalen Vorteile wissenschaftlich zu untersuchen.

Vorab wurden dazu Untersuchungen und Berechnungen durchgeführt und die Einzelbauteile entsprechend dem semiprobabilistisches Sicherheitskonzept nach EC dimensioniert. Die bis dato durchgeführten Berechnungsansätze und Annahmen liegen aufgrund der derzeit noch fraglichen exakten Lastableitung des Systems auf der sicheren Seite, weshalb mit den Erkenntnissen aus dem Baueilmontoring eine Optimierung des Brückenrandes hinsichtlich Ressourceneinsatz (Betonmasse, Bewehrungsmenge) erfolgen soll. Ferner sollen die Auswirkungen auf Bauzeit und Nachhaltigkeit analysiert werden, insbesondere hinsichtlich der Reduzierung von THG-Emissionen. Stand jetzt wird davon ausgegangen, dass sich mit diesem System ein Instandsetzungsintervall des Randbalkens einsparen

lässt. Die Frage, inwieweit sich dies in der CO<sub>2</sub> Bilanz niederschlägt, gilt es zu beantworten.

Eine erfolgreiche Überführung dieser innovativen Randbalkentechnologie in den Stand der Technik wird angestrebt.



# Kranbahnfundamente: über 600m, fugenlos gebaut

DI Florian Schaunig  
*Ingenieurbau, IKK Group GmbH*  
Univ.-Prof. Dr.techn. Dirk Schlicke  
*Institut für Betonbau, TU-Graz*

## KURZFASSUNG:

Durch die Koralmbahn, die 2025 in Betrieb gehen soll, wird die Steiermark zu einer wichtigen Drehscheibe im internationalen Güterverkehr. Um die steigenden Anforderungen an die Lager- und Umschlagskapazitäten bewältigen zu können, ist es notwendig, die Infrastruktur des Cargo Centers Graz zu erweitern. Der Containerterminal der neu errichteten Anschlussbahn Nord umfasst zwei schienengebundene Portalkräne. In Abstimmung mit dem Auftraggeber haben wir uns dazu entschlossen, die zwei parallelen, 2,50 m hohen und 662,30 m langen Kranbahnfundamente in fugenloser Bauweise errichten zu lassen, was die Stabilität und Langlebigkeit gewährleistet.

## 1 Einleitung

Linienförmigen Bauwerke werden ab einer bestimmten Länge gemäß dem Stand der Technik mit Fugen ausgestattet, um innere Spannungen abzubauen. Dabei kommt es zu einer Schwächung der Längstragwirkung, während die Quertragwirkung weitgehend unbeeinflusst bleibt.

Eine Schwächung der Längstragwirkung ist bei Bauwerken wie Stützmauern meist unproblematisch. Diese werden überwiegend quer zur Längsachse belastet und die Belastungsdifferenzen zwischen den einzelnen Abschnitten fallen üblicherweise gering aus und können konstruktive gelöst werden.

Im Gegensatz dazu erfahren Kranbahnfundamente durch die Bewegungen der Kräne erhebliche Belastungsdifferenzen entlang ihrer Hauptachse. Diese Belastungen können durch die Anordnung von Fugen und die üblichen konstruktiven Ansätze zur Kompensation der daraus resultierenden Bauteil-schwächung nur unzureichend abgefangen werden, was eine Einschränkung der Langlebigkeit der Fundamente mit sich bringt.

Aus diesem Grund wurden die Kranbahnfundamente der Anschlussbahn Nord ohne die Anordnung von Fugen geplant und errichtet. In diesem Bericht werden die Herausforderungen dieser Bauweise erläutert und die gefundenen Lösungen

vorgelegt. Ziel ist es, die Effektivität und Nachhaltigkeit von fugenlosen Bauwerken anhand dieser Fundamente aufzuzeigen und Kollegen dazu zu ermutigen, diesen Mehraufwand in der Planung zugunsten der Nachhaltigkeit der Bauwerke in Kauf zu nehmen.

## 2 Fugen im Betonbau

### 2.1 Allgemeines

Im Stahlbetonbau unterscheiden wir grundsätzlich zwei Arten von Fugen:

- Arbeitsfugen
- Raumfugen

Arbeitsfugen sind ein notwendiges Übel der Herstellung, dessen Defizite der Planer durch geschickte Anordnung und ausreichend Anschlussbewehrung ausgleicht.

Raumfugen (in weiterer Folge „Fugen“ genannt) hingegen sind eine bewusste Unterbrechung der mechanischen Eigenschaften von Bauteilen. Diese werden beispielsweise bei zwei unabhängigen Bauteilen gezielt angeordnet, um unerwünschte Interaktionen zu vermeiden. Setzungsdifferenzen können auftreten, und eine Dichtheit gegen

Wasserzutritt ist nicht zwingend erforderlich, da diese langfristig nicht ausreichend gewährleistet werden kann.

Sollen jedoch mechanische Eigenschaften weitergegeben werden, müssen Fugen konstruktiv gelöst werden. Eine gängige Lösung ist die Anordnung von Dübeln.

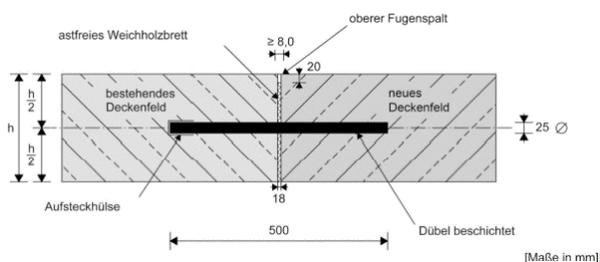


Abbildung 1 Querfuge als Raumfuge [1]

Durch Dübeln ausgestattete Fugen können jedoch nur Querkräfte, also Kräfte, die normal zum Bauteil auftreten, aufnehmen. Die Biegetragfähigkeit ist jedoch nicht mehr gegeben. Außerdem können Längenänderungen in Bauteilrichtung aufgenommen werden, Normalkräfte hingegen nicht.

## 2.2 Stand der Technik zur Anordnung von Fugen

Grundsätzlich ist die Notwendigkeit von Fugen stets im Hinblick auf die Aufnahmefähigkeit der aufgezwungenen Verformung am Bauteil oder Bauwerk zu betrachten. Im Planungsalltag werden Fugen immer dann angeordnet, wenn innere oder äußere Verformungseinwirkungen zu größeren Differenzbewegungen zwischen Bauwerksbereichen führen. Auf diese Weise können Längenänderungen und unterschiedliche Setzungen ohne das Verursachen großer Zwangskräfte ausgeglichen werden.

Die Norm für den Hochbau [2] sieht Fugen in einem Abstand von max. 30 m vor, um die Verformungen zufolge Temperatur sowie Kriechen und Schwinden auszugleichen. Gemäß Nationalem Anhang von Deutschland wird diese Regelung kritisch hinterfragt. Konkret darf der Fugenabstand so erweitert werden, dass er der Bauteilgröße entspricht und eine fugenlose Bauweise realisiert werden kann.

Gemäß der Richtlinie für Wasserundurchlässige Betonbauwerke [3] sind Fugenabstände grundsätzlich auf Blocklängen von 15 m beschränkt. Nur bei bestimmten Konstruktionsklassen und besonderen

Maßnahmen können Fugenabstände bis zu 60 m realisiert werden.

Mit dem BAW Merkblatt MRZ [4] wird ein anderer Weg beschritten und auf die Anordnung von Fugen zur Aufnahme der Zwangbeanspruchungen bei massiven Wasserbauwerken bewusst verzichtet. Insgesamt ergibt sich für unterschiedliche Bauweisen ein sehr breites Spektrum an Fugenabständen für Fugen, die aufgrund unterschiedlicher Konstruktions- und Bemessungsphilosophien auch nicht direkt miteinander verglichen werden können.

## 2.3 Vermeidung von Fugen

### 2.3.1 Allgemeines

Ein großes Potential für die Vermeidung von Fugen liegt immer dann vor, wenn eine Verformungseinwirkung durch Rissbildung im betroffenen Bauteil abgebaut werden kann.

Dieser Beitrag fokussiert den Fall einer inneren Verformungseinwirkung und hierfür gibt es im Allgemeinen die nachfolgend zwei diskutierten Möglichkeiten.

### 2.3.2 Vermeidung von Fugen durch Aufnahme der Risskraft

Bei sachgemäßer konstruktiver Durchbildung und Anordnung einer Mindestbewehrung kann eine innere Verformungseinwirkung in üblicher Größenordnung (bis 0,8 ‰) allein durch den sukzessiven Rissbildungsprozess aufgenommen werden. Voraussetzung dafür ist, dass die Stahlspannung im Riss bei Erzeugung eines neuen Risses auf die zulässige Stahlspannung für das Rissbreitenkriterium begrenzt wird. Im Allgemeinen gilt hierfür:

$$A_{s,min} = \frac{F_{cr}}{\sigma_s(w_k)} \quad (1)$$

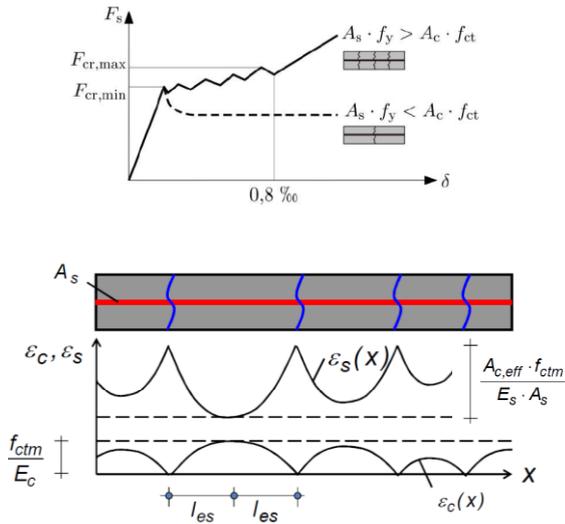
$A_{s,min}$ ..... Mindestbewehrung

$F_{cr}$ ..... Risskraft des Querschnitts; i.A. gilt hierfür  $F_{cr} = A_{ct} \cdot f_{ct}$

$\sigma_s(w_k)$ ..... zulässige Stahlspannung für ein Rissbreitenkriterium  $w_k$

Eine weitere Bedingung für das Funktionieren von Gleichung (1) ist eine ausreichende äußere Verformungsbehinderung, die den sukzessiven Rissbildungsprozess hervorruft. Anderenfalls sind

entsprechende Bewegungen an den Bauteilrändern zu erwarten. Die grundsätzliche Funktionsweise zeigt Abbildung 2.



**Abbildung 2** Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite [5]

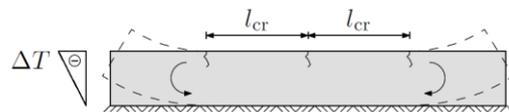
Eine konsequente Umsetzung von Gleichung (1) führt aber bei typischen Stahlbetonquerschnitten zu hohen Bewehrungsmengen. In EC2 wird die Mindestbewehrung grundsätzlich auch gemäß der beschriebenen Modellvorstellung geregelt, jedoch werden diverse Modifikationsfaktoren zum Einfluss des Risszeitpunkts, etwaigen Eigenspannungen und dem Abbau der Zwangskraft durch die Rissbildung eingeführt. Bei fugenloser Bauweise sind diese Reduktionen allerdings nicht ohne weiteres anwendbar, da sich diese immer auch auf eine Anordnung von Fugen für den Zwang im Nutzungszeitraum berufen – wenngleich das so im EC2 nicht punktiert dargelegt wird. Das heißt, die Vermeidung von Fugen würde i.A. mit einer Erhöhung der praxisüblichen Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge Zwangs einhergehen.

### 2.3.3 Vermeidung von Fugen durch Überlegungen zur geometrisch vorgegebenen Rissbildung

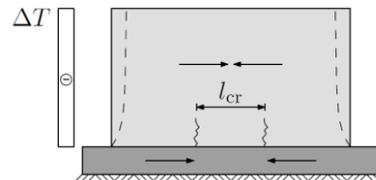
In [6] wurde der Rissbildungsprozess in gezwängten Bauteilen eingehend untersucht, wobei hier insbesondere die sogenannte geometrisch vorgegebene Rissbildung betrachtet wurde. Hierbei handelt es sich um diejenige Rissbildung, die infolge Verformungsbehinderung selbst ohne Bewehrung ein

systematisches Rissbild erzeugt. Das Bauteil wird dabei in unabhängige Abschnitte unterteilt, für welche die Auswirkung einer Verformungseinwirkung getrennt voneinander betrachtet werden kann. Auf Basis dieser Modellvorstellung muss die Bewehrung im bestehenden Primärriss nicht mehr für die Erzeugung eines neuen Primärrisses (Risschnittgröße des ungerissenen Querschnitts) ausgelegt werden. Für die Mindestbewehrung wird dann lediglich die freiwerdende Verformung im geometrisch vorgegebenen Rissabstand zugrunde gelegt. Die grundsätzliche Funktionsweise zeigt Abbildung 3.

Hauptsächlich durch Beigezwang beanspruchte Bodenplatte:



Zentrisch gezwängte Wand:



**Abbildung 3** Abstand der primären Risse in gezwängten Betonbauteilen [6]

Der geometrisch vorgegebene Rissabstand stellt hierbei eine zentrale Eingangsgröße dar und kann in Abhängigkeit vom Bauteiltyp wie folgt bestimmt werden:

- für gebettete Bauteile mit Biegezwang:

$$l_{cr} = \sqrt{\frac{f_{ct} \cdot h}{3 \cdot \gamma_c}} \text{ bzw. } \sqrt{\frac{2 \cdot f_{ct} \cdot l_y}{A_c \cdot \gamma_c \cdot z}}$$

- für in Längsrichtung kontinuierlich gehaltene Bauteile mit zentrischem Zwang:

$$l_{cr} = 1,2 \cdot h$$

Wie später im Anwendungsbeispiel gezeigt wird, muss diese Einteilung unter Berücksichtigung des Bauablaufs erfolgen und auch eine Überlegung zur Überlagerung des erhärtungsbedingten Zwangs mit der Zwangbeanspruchung im Nutzungszeitraum beinhalten. Insgesamt kann hiermit eine transparente Lösung für die fugenlose Ausführung mit

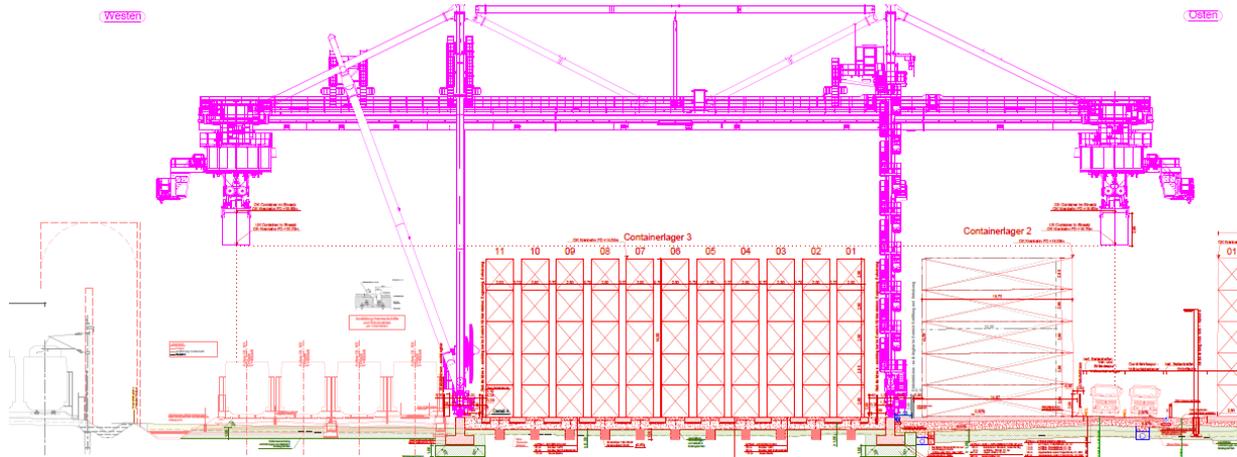


Abbildung 4 Regelquerschnitt Kranbereich

gleichzeitig wirtschaftlichen Bewehrungsmengen erzielt werden.

### 3 Anwendungsbeispiel: Kranbahnfundament als Streifenfundament

#### 3.1 Grundlagen

Als Anwendungsbeispiel werden nachfolgend die beiden Kranbahnfundamente eines schienengebundenen Portalkrans betrachtet. Eine Übersicht zu der Gesamtanlage zeigt Abbildung 4. Die Fundamente laufen parallel und haben eine Länge von 662,30 m sowie einen Abstand zueinander von 39,20 m. Den Querschnitt bildet ein umgedrehtes T, welches über die Höhe in zwei Abschnitten hergestellt wird. Somit kann man sagen, dass das Streifenfundament ein zweiteiliges Bauteil ist, mit einem horizontalen Flachfundament und einem aufgehenden „wandartigen“ Bauteil.

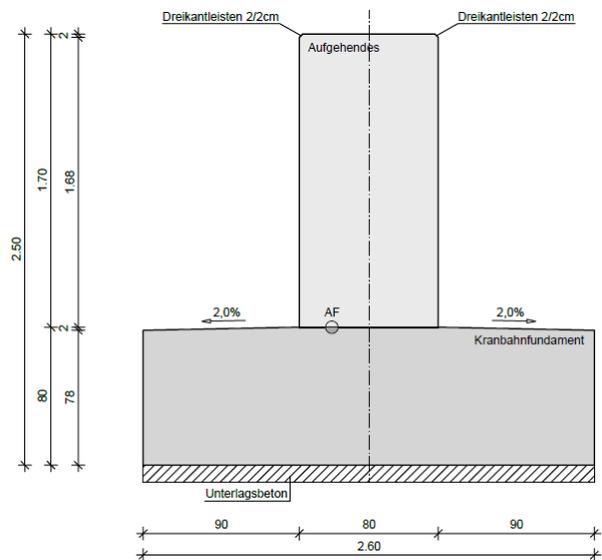


Abbildung 5 Querschnitt des Kranbahnfundaments

- $h_{\text{ges}} = 2,50 \text{ m}$
- $h_{\text{W}} = 1,70 \text{ m}$
- $b_{\text{W}} = 0,80 \text{ m}$
- $h_{\text{F}} = 0,80 \text{ m}$
- $b_{\text{F}} = 2,60 \text{ m}$
- $A = 3,44 \text{ m}^2$
- C 30/37
- $c = 50 \text{ mm}$
- B 550 B

Im Zuge der Koralmahn wurden in diesem Abschnitt aussagekräftige Bodengutachten erstellt, die den Untergrund als ausreichend tragfähig klassifizieren. In Abstimmung mit dem Bodenmechaniker wurde der aufnehmbare Sohldruckwiderstand mit

- $q_{f,d} = 250,00 \text{ kN/m}^2$

festgelegt und nach einer ersten Berechnung konnte dieser Wert für die Belastungen aus der Kranbahn als ausreichen erachtet werden. Untergrundertüchtigende Maßnahmen waren nicht erforderlich.

### 3.2 Herstellung

Jedes der beiden Streifenfundamente weist ein Volumen von über 2.000 m<sup>3</sup> auf. Aufgrund dieser erheblichen Masse und der Zweiteiligkeit wurden mit dem Auftragnehmer 50 m lange Betonierabschnitte festgelegt. Das Streifenfundament wurde jeweils für das Flachfundament und den aufgehenden Bereich im Pilgerschrittverfahren hergestellt.

Hinsichtlich der Schienen-Fundament-Interaktion wurde eine kontinuierliche Lagerung in Vertikalrichtung gewählt. In Längsrichtung werden die Schienen von Klemmen auf der mit Epoxidmörtel vergossenen Trägerplatte gehalten und ermöglichen eine Entkopplung der Temperaturdehnungen von Schiene und Fundament. Die Längskräfte aus den Kranfahrten können hingegen aufgenommen werden. Technische Details zeigt Abbildung 6.

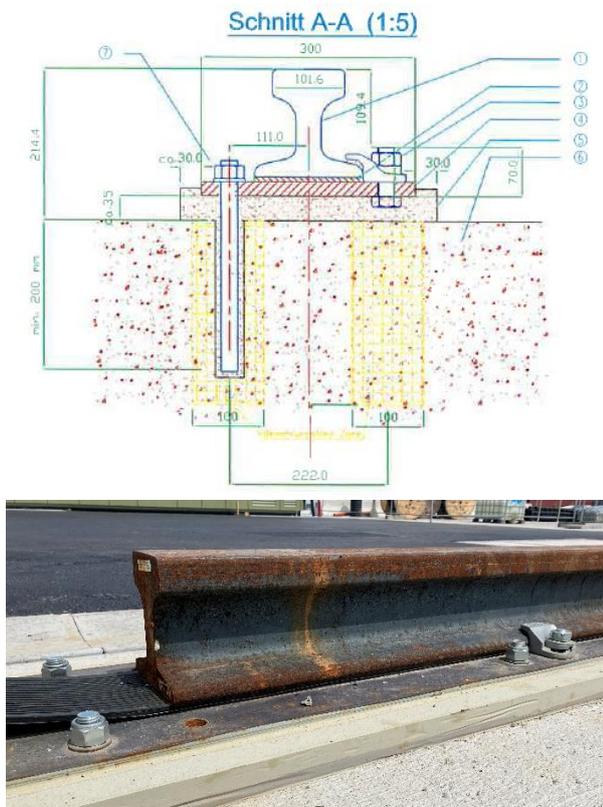


Abbildung 6 Bettung des Kranbahnfundaments [6]

### 3.3 Statische Analyse und Bemessung

#### 3.3.1 Beanspruchung infolge Betonerhärtung

Die Beanspruchung infolge Betonerhärtung wurde gemäß Querschnittsanalyse für die Risskraft im jungen Betonalter gemäß EC2 ermittelt und ergab die Bewehrungsmengen gemäß Abbildung 7. Gemäß [8] wurde für den unteren Betonierabschnitt oberseitiger Biegezwang (flächig gebettete Bodenplatte) und für den oberen Betonierabschnitt zentrischer Zwang (Wand auf Fundament) zugrunde gelegt.

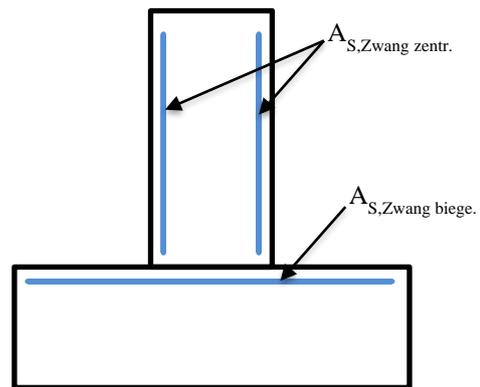


Abbildung 7 Bewehrung zufolge Zwang

#### 3.3.2 Last und Zwang im Nutzungszeitraum

Hinsichtlich der Last und dem Zwang im Nutzungszeitraum wurde das fugenlose Streifenfundament als liniengebetteter Stab in der FE-Software SOFiS-TiK modelliert. Folgende Lastfälle wurden hierbei berücksichtigt:

- Eigengewicht unter Berücksichtigung des Bauablaufs (Pilgerschritt)
- Auflast Erdreich in den seitlichen Überständen der Fundamentplatte
- Trocknungsschwinden der einzelnen Querschnittsteile unter Berücksichtigung von zeitlichen Abständen im Herstellungsprozess
- Kriechen unter Berücksichtigung des Bauablaufs
- Lineare Temperaturunterschiede infolge jahreszeitlicher Änderung der Umgebungstemperatur nach EC1-5 am Gesamtquerschnitt
- Diverse Laststellungen infolge Kranfahrten

Die rechnerische Idealisierung des Bauablaufs im Pilgerschrittverfahren zeigt Abbildung 8.

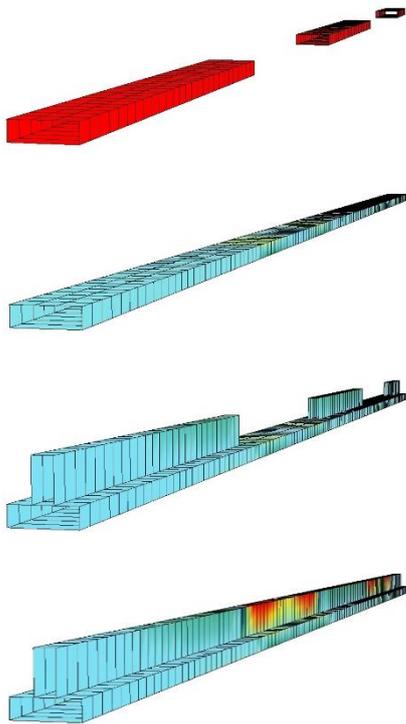


Abbildung 8 Bauablauf im Pilgerschrittverfahren in der FE-Software

Infolge Last und Zwang im Nutzungszeitraum ergeben sich bei dem betrachteten System vornehmlich Biegemomente am Gesamtquerschnitt, die in der Bemessung zu Bewehrungen an der Ober- und Unterseite führen. Maßgebend ist hierbei die Kranfahrt, wie anhand der Spannungsplots in Abbildung 9 nachvollzogen werden kann.

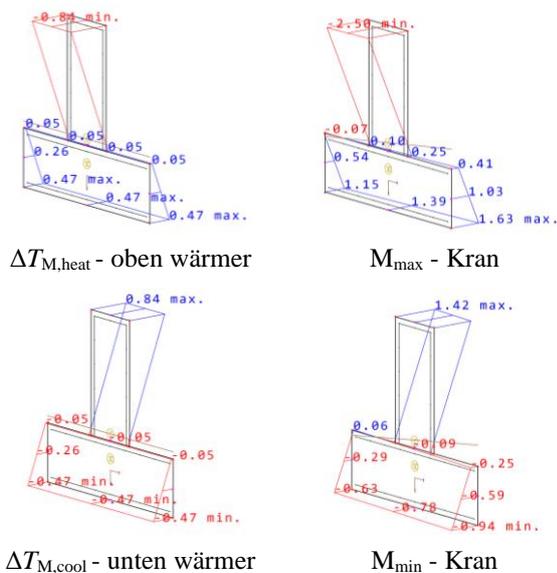


Abbildung 9 Spannungen im Querschnitt zufolge Einwirkung

### 3.4 Ergebnisse

#### 3.4.1 Bewehrung

Die ermittelten Bewehrungspositionen und -mengen zeigen Abbildung 10.

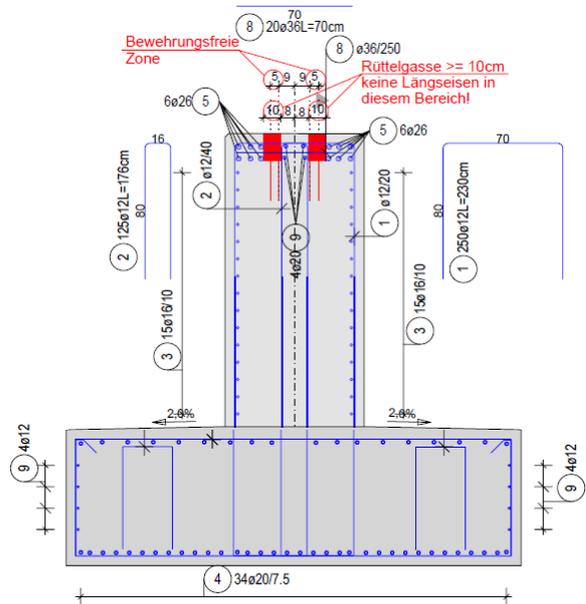


Abbildung 10 Bewehrung des Kranbahnfundaments

#### 3.4.2 Risse

Die Kranbahnfundamente wurden im Frühjahr 2023 hergestellt. Eine Begehung im Sommers 2024 hat folgendes Rissbild gezeigt:

- Lokale Verhältnisse:
  - Außentemperatur: ca. 26 °C, sonnig
  - Schientemperatur: ca. 50 °C
  - Kranbahnfundament OK: ca. 40 °C
- Kranbahnfundament Oberseite:
  - Rissabstand ca. 3 m
  - Rissbreite ca. 0,1 mm
- Schienenverguss mit Epoxidmörtel
  - Rissabstand ca. 6 m
  - Rissbreite ca. 0,6 mm

Die sommerlichen Randbedingungen zum Begehungstermin führen erwartungsgemäß zu sehr geringen Rissbreiten. Interessanter ist in diesem Zusammenhang aber der beobachtete Rissabstand im Fundament. Gemäß den Überlegungen zum geometrisch vorgegebenen Rissabstand liegt die Obergrenze im vorliegenden gebetteten System bei ca. 8,0 m. Dieser Rissabstand würde sich theoretisch ohne Bewehrung einstellen. Aufgrund der

massiven Biegebewehrung an der Oberseite wird das Rissmoment allerdings früher aufgebaut, sodass der Rissabstand erheblich reduziert werden kann, was sich auch günstig auf die Rissbreite auswirkt.

#### 4 Diskussion der Ergebnisse

Mit der vorliegenden Betrachtung konnten die über 600 m langen Streifenfundamente vollständig fugenlos geplant und auch hergestellt werden. Die Motivation dafür liegt vor allem in den Vorteilen für die Lagerung der Schiene auf dem Fundament sowie in dem möglichen Verzicht auf Querkraftverdübelungen zwischen den durch Fugen getrennten Bauteilabschnitten. Eine semiintegrale Ausführung mit fugenlosem Fundament und fugenbehafteten Wandscheiben wurde ebenfalls untersucht, führte aber zu enormen Biegebeanspruchungen der Fundamentplatte direkt unterhalb der Fuge, was in weiterer Folge eine Untergrundertüchtigung erfordert hätte.

Für eine wirtschaftliche Ausführung wurden differenzierte Betrachtungen der Randbedingungen und eine Aufteilung der maßgeblichen Lastfälle auf die einzelnen Bewehrungspositionen vorgenommen. In Summe ergab dies eine ausgeführte Bewehrung von ca.  $115 \text{ kg/m}^3$ , wobei sich diese wie folgt zusammensetzt:

- ca. 45 % Längsbewehrung zufolge Biegung
- ca. 25 % Bügelbewehrung und Sonstige
- ca. 30 % Längsbewehrung zufolge Zwang

Eine konservative Betrachtung des zentrischen Zwanges im späten Betonalter würde zu einem Anstieg der zugehörigen Längsbewehrung um etwa 20 % führen. Dies relativiert sich jedoch deutlich, in Anbetracht der Gesamtbewehrungsmenge.

Die Vorzüge des vorgestellten Ansatzes liegen daher in der grundsätzlichen Ausführung als fugenloses Fundament sowie in einem transparenten und damit prüffähigen Bemessungskonzept.

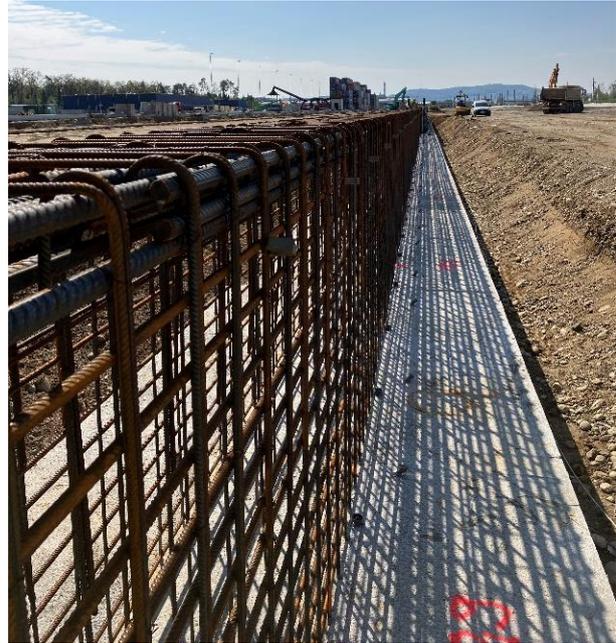


Abbildung 11 Bewehrung des aufgehenden Bauteils

#### 5 Zusammenfassung

Fugenloser Betonbau stellt in der heutigen Zeit zwar kein Novum dar, allerdings zielen die meisten aktuellen Berechnungsansätze stark auf eine fugenbehaftete Bauweise ab. Zudem besteht in der Praxis die grundsätzliche Meinung, dass eine fugenlose Ausführung zu einem enormen Anstieg der Bewehrungsmenge führt.

Im vorliegenden Beispiel wurde gezeigt, dass eine fugenlose Ausführung nicht im Widerspruch zu einer wirtschaftlichen Lösung steht, aber gleichzeitig enorme Vorteile für die Gebrauchstauglichkeit bieten kann. Zudem hätten Fugen mit dem Ziel einer Vermeidung von Rissbildung einen deutlich kleineren Abstand aufweisen müssen, als es die Regeln der Technik vorgeben. Die kontrollierte Rissbildung und der damit einhergehende Abbau innerer Spannungen konnte in der fugenlosen Konstruktion ohne Fugen in ausreichendem Maß sichergestellt werden.

Generell sollte man sich bei der Anordnung von Fugen darauf konzentrieren, wo sich Bauwerksdehnungen auf angrenzende Bauteile negativ auswirken und ob diese Verformung nicht durch Rissbildung kompatibel gemacht werden kann. Eine pauschale Anordnung von Fugen stellt immer eine Bauteilschwächung und Fehlerquelle im Gebrauchszustand dar und sollte daher auch nur in notwendigen Fällen in Kauf genommen werden.

## 6 Literatur

- [1] RVS 08.17.04: *Fugen in Betonfahrbahndecken*, FSV, 01.11.2013
- [2] ÖNORM EN 1992-1-1: *Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Austrian Standards Institute, 15.02.2015
- [3] RICHTLINIE: *Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wannen*, ÖBV, Februar 2018
- [4] BAW Merkblatt: *Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken (MRZ)*, Bundesanstalt für Wasserbau. www.baw.de Publikationen, 2019
- [5] Zwangbeanspruchung und Rissbreitenbegrenzung im Beton- und Stahlbetonbau, Seminar: *Mindestbewehrung für zur Begrenzung der Rissbreite nach EC2-1*, Technischen Universität Graz, April 2022
- [6] Dissertation D. Schlicke: *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton*, Verlag der Technischen Universität Graz, 2. Auflage, 2016
- [7] GANTREX: *Systemzeichnung Schienenbefestigung*, GANTREX, 04.03.2021
- [8] Betonkalender: Tue, N. V., Schlicke, D.: *Zwangbeanspruchung und Rissbreitenbeschränkung in Stahlbetonbauteilen auf Grundlage der Verformungskompatibilität*, Ernst & Sohn GmbH, Wasserbau - Konstruktion und Bemessung, Band 109-2: 831-887, 2020

# Beton mit vorgespannter Carbonbewehrung, CPC, in der Praxis

Andreas Borgstädt

*Holcim (Deutschland) GmbH, Deutschland*

## KURZFASSUNG

CPC steht für Carbon Prestressed Concrete. Inhaltlich aber steht CPC für ressourcenschonende und klimafreundliche Betonbauteile. Denn statt wie gewöhnlich mit Stahl wird der Beton von CPC-Elementen ausschließlich mit vorgespannten Carbonfasern bewehrt, wodurch sehr schlanke Bauteile realisiert werden können. Der Ersatz der Stahlbewehrung im Beton durch Carbon wird seit vielen Jahren erforscht. Entwicklungen mit schlaff eingelegten Fasern, Netzen oder Stäben aus Carbon und Glas erfahren unter dem Namen Textilbeton oder Carbonbeton reges Interesse und es konnten bereits bei einigen Brückenbauwerken Erfahrungen gesammelt werden. CPC-Betonelemente basieren auf der «carbon prestressed concrete»-Technologie, die aus einem langjährigen Forschungsprojekt der Zürcher Hochschule für Angewandte Wissenschaften Winterthur (ZHAW) und Industriepartnern, wie der Silidur AG, Andelfingen, hervorging. Seit November 2021 verfügen die CPC-Betonelemente über eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) beim Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt): abZ Nr. Z-71.3-42 [1]. Die Großplatten werden seit Sommer 2022 in einem Betonfertigteilwerk der Holcim (Deutschland) GmbH produziert. In der Zulassung ist eine komplette statische Bemessung der CPC-Betonplatten enthalten. Damit lassen sich verschiedene Bauteile, wie Treppenstufen, Beläge, Balkonplatten und Außenwandbekleidungen individuell bemessen.

## 1 Einleitung

Die hervorragenden technischen Eigenschaften der Carbonbewehrung können im Verbund mit Beton erst dann ausgeschöpft werden, wenn die Bewehrung vorgespannt eingesetzt wird. Dies reduziert den Carbonverbrauch deutlich, was insbesondere im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit der Betonprodukte und den Ressourcenverbrauch relevant ist. Aus dieser Erfahrung hat die Fachgruppe Faserverbundkunststoffe der Zürcher Hochschule für Angewandte Wissenschaften ZHAW gemeinsam mit der Silidur AG ein sehr leistungsfähiges, dünnes Betonelement entwickelt, welches ausschließlich mit vorgespanntem Carbon bewehrt ist.

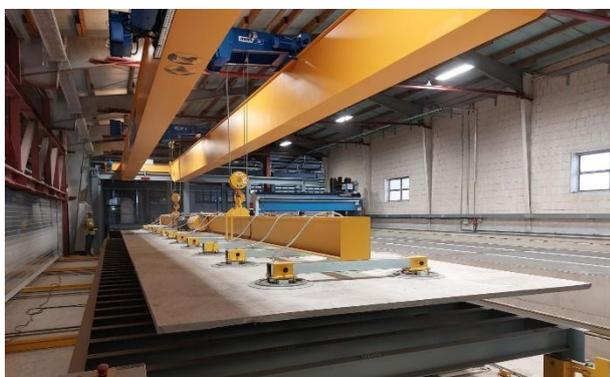
## 2 Die Herstellung der CPC Elemente

Die CPC-Großplatten werden seit Sommer 2022 in einem dafür umgebauten Betonfertigteilwerk der Holcim (Deutschland) GmbH, in Deutschland produziert. Die Elemente werden in Dicken zwischen 20 mm und 70 mm hergestellt. Die Carbonbewehrung besteht aus Carbonrovings,

welche mit einer Matrix getränkt sind. Die Carbonrovings sind vollständig gestreckt und orthogonal über die gesamte Platte mit einem konstanten Bewehrungsgehalt je Richtung angeordnet. Die sich kreuzenden Bewehrungslagen dürfen sich berühren. Der Achsabstand der Carbonrovings in einer Lage beträgt im Mittel 15 mm. Der Achsabstand des äußeren Carbonrovings zum Außenrand beträgt  $\geq 5$  mm. Es sind je x- und y-Richtung ein bis vier Lagen Carbonbewehrung orthogonal zueinander angeordnet, die stets eine zentrische Vorspannung in beide Richtungen erzeugen. Bezogen auf den Plattenquerschnitt beträgt die Gesamtvorspannung pro Richtung  $\geq 1$  N/mm<sup>2</sup> bzw.  $\leq 5$  N/mm<sup>2</sup>. Pro Richtung ist die Vorspannung der Carbonrovings konstant. Die Vorspannung vor dem Ablassen beträgt 2000 MPa (+/-5 %), die planmäßige elastische Vordehnung der Rovings zum Zeitpunkt der Vorspannung entspricht 8,7 ‰ (Toleranzbereich 8,3 ... 9,1 ‰). Die Mindestbetondeckung zur Verbundsicherung  $c_{min}$  beträgt 5 mm. Die CPC-Großplatten sind mit den Materialien Carbonbewehrung, Vergussbeton oder selbstverdichtendem Beton nach den beim DIBt

hinterlegten verfahrenstechnischen Parametern des Herstellungsprozesses in dem beim DIBt hinterlegten Herstellwerk zu fertigen. Die Fertigungsgröße der CPC-Großplatte liegt bei 65 x 10 m und die Herstellung der CPC-Großplatten darf den Grundsätzen der Herstellung und Verwendung von Vergussbeton nach der DAfStb-Richtlinie "Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel", Fassung Juli 2019 [1] nicht widersprechen.

Die CPC-Maßplatten sind aus den CPC-Großplatten mit festbetonbearbeitenden, erschütterungsarmen Verfahren, die auf Schneiden, Fräsen, Bohren (kein Schlagbohren), Schleifen, Sägen, Bürsten und Strahlen basieren, zu fertigen.



**Abbildung 1** CPC Maßplatte in 3,5 x 17 m, Quelle Holcim Deutschland GmbH

Klopfende Verfahren, die zum Beispiel auf Stocken, Meißeln und Hämmern basieren, dürfen nicht angewendet werden. Wenn die Bewehrungsrichtung der CPC-Großplatten oder Anschnitte von CPC-Großplatten nicht sicher festgestellt werden kann und die Kennzeichnung unvollständig ist, dürfen diese für die Fertigung der CPC-Maßplatten nicht verwendet werden. Bei der Herstellung von Oberflächenprofilierungen sind die Vorgaben des Herstellers der CPC-Großplatten zu beachten.

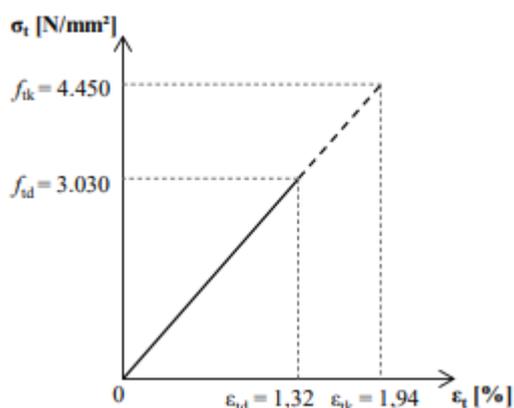
Die Herstellverfahren müssen mechanisch und erschütterungsarm sein. Öffnungen in den CPC-Maßplatten sind mittels mechanischer, erschütterungsarmer Verfahren herzustellen.



**Abbildung 2,** Ausfräsung in einer CPC Maßplatte Quelle Holcim (Deutschland) GmbH

## 2.1 Materialkennwerte

Ein einzelner, ca. 1,0 mm dünner, Carbonroving besteht aus mehreren tausend Carbonfasern, die mit einer Matrix getränkt sind. Das linear-elastische Materialverhalten der Carbonbewehrung ist durch die in Abbildung 3 dargestellte Spannungs-/Dehnungs-Linie charakterisiert.



**Abbildung 3** Spannungs-Dehnungslinie gemäß der Zulassung [1]

Die wichtigsten Materialkennwerte der Bewehrung sind in der nachfolgenden Tabelle aufgelistet.

|  |                                       |
|--|---------------------------------------|
| Nettoquerschnittsfläche eines Carbonrovings                              | $A_t = 0,445 \text{ mm}^2$            |
| charakteristische Zugfestigkeit eines Carbonrovings                      | $f_{tk} = 4.450 \text{ N/mm}^2$       |
| Teilsicherheitsfaktor Carbonbewehrung                                    | $\gamma_t = 1,25$                     |
| Dauerstandfaktor   | $\alpha_t = 0,85$                     |
| Bemessungswert der Zugfestigkeit   | $f_{td,100a} = 3.030 \text{ N/mm}^2$  |
| Elastizitätsmodul  | $E_{t0m} = 230.000 \text{ N/mm}^2$    |
| Charakteristische Dehnung  | $\epsilon_{tk0} = 1,94 \%$            |
| Dehnung bei Erreichen der Bemessungszugfestigkeit                        | $\epsilon_{td} = 1,32 \%$             |
| Spannung im Roving zum Zeitpunkt $t = 0$ nach Absetzen der Vorspannkraft | $\sigma_{p0m} = 2.000 \text{ N/mm}^2$ |

Der anrechenbare Wert der Vorspannkraft für die Bemessung unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Spannkraftverluste beträgt:

$$\sigma_{p0,100a,fav} = 1.800 \text{ N/mm}^2 \text{ (günstig wirkend)}$$

$$\sigma_{p0,100a,unfav} = 2.100 \text{ N/mm}^2 \text{ (ungünstig wirkend)}$$

Der verwendete selbstverdichtende Beton weist ein Größtkorn von 5 mm auf. Die wichtigsten Materialeigenschaften des Betons sind in der nachfolgenden Tabelle 2 aufgelistet.

|  |                              |
|--|------------------------------|
| Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit      | $f_{ck} = 80 \text{ N/mm}^2$ |
| Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit  | $5,2 \text{ N/mm}^2$         |
| Elastizitätsmodul                              | $43.000 \text{ N/mm}^2$      |
| Dehnung beim Höchstwert der Betondruckspannung | $0,35 \%$                    |

Die Bauteile aus den CPC Elementen dürfen im Innen- und Außenbereich in den Expositionsklassen X0, XC1 bis XC4 sowie XF4, XD3, XS3 sowie XM2 ausgeführt werden.

Der verwendete Vergussbeton oder selbstverdichtende Beton, der mit Matrix-getränkten Carbon-Rovings bewehrt ist, erfüllt bei Einhaltung der Anforderungen an die Ausführung der Carbonbewehrung die Anforderungen an das Brandverhalten von Baustoffen der Baustoffklasse A2 nach DIN 4102 [3]

## 2.2 Bemessung

Zurzeit liegt das Einsatzgebiet der CPC-Platten hauptsächlich bei sekundären Tragelementen. Bohlenbeläge bei Steganlagen oder Brücken, Balkonplatten und Treppentritte werden daraus gefertigt. Es gibt aber auch aktuelle Projekte, wo Decken- bzw. Dachkonstruktionen und Fassadenelemente aus 4 bzw. 7 cm dünnen CPC-Elementen zum Einsatz kommen.

Die rechnerischen Nachweise werden unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte (Bernoulli-Hypothese) geführt. Generell sind statische Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) und der Gebrauchstauglichkeit (GZG) zu führen. Im GZT ist neben der Biege- und Querkrafttragfähigkeit eine ausreichende Verankerungslänge nachzuweisen.

Unter Gebrauchslasten sind verschiedene Spannungsnachweise zu erbringen. Hierzu zählen die Rissfreiheit der Platte, der Dekompressionsnachweis sowie die Begrenzung der Betondruckspannungen und der Rovingzugfestigkeit. Ein Nachweis der Rissbreite ist aufgrund der geführten Spannungsnachweise nicht erforderlich. Für den Durchbiegungsnachweis darf ein ungerissener Zustand zugrunde gelegt werden.

In vielen Fällen wird der Nachweis der Rissfreiheit maßgebend für die Bemessung. Sofern größere Durchbrüche oder Öffnungen in der Platte vorhanden sind, sind diese statisch nachzuweisen.

### 3 Beispiele aus der Praxis

#### 3.1 Modulbrücken aus Carbonbeton

Seit mittlerweile über zwei Jahrzehnten forscht die Fachgruppe Faserverbundkonstruktionen der Zürcher Hochschule für Angewandte Wissenschaften ZHAW an Komposit-, Carbon- und Naturfaserbaustoffen. Davon ausgehend hat sie zusammen mit Industriepartnern in den letzten gut zehn Jahren über 170 Projekte mit CPC umgesetzt. Ergebnis einer Forschungsarbeit der ZHAW ist auch eine patentierte multifunktionale Kappa-Verbindung, die ausschließlich aus CPC-Elementen und hochfestem Mörtel besteht. Diese innovative Keilverbindung gewährleistet nicht nur eine stabile und dauerhafte Verbindung zwischen den Platten, sondern bewahrt auch alle positiven Eigenschaften des CPC-Materials. Durch mehrere Bauteilversuche und den Bau von Prototypen konnte eindeutig nachgewiesen werden, dass diese Verbindungsmethode erfolgreich ist und die Verbindung stärker ist als das Grundmaterial. Ein herausragendes Beispiel für die Größe und Leistungsfähigkeit der CPC-Elemente ist die eigens für die Swissbau konzipierte Fußgänger- und Radwegbrücke. Mit einer Länge von 17 Metern, einer Breite von knapp 3,0 Metern (mit einer lichten Weite von 2,5 Metern) und lediglich 7,0 Zentimetern Bauteilstärke demonstriert sie eindrucksvoll das enorme Potenzial dieser fortschrittlichen Bauweise.



Abbildung 4 CPC Trogbrücke 17x3m, Quelle CPC AG

Zunächst wurde die Brückenplatte, die in einem Stück mit den Maßen  $17 \times 3$  Meter gefertigt wurde, mittig in eine leichte Überhöhung von 50 Millimeter gebracht. Die Brüstungselemente (vertikale Bauteile) bestehen je Seite aus drei Bauteilen, aus zwei Randelementen und einem mittig angeordneten «Schlussstein». Diese Brüstungselemente wurden in die entsprechenden

Aussparungen der Brückenplatte eingeführt und sorgfältig ausgerichtet.



Abbildung 5 CPC Steg Kappa Verbindung, Quelle CPC AG



Abbildung 6 CPC Brückenplatte, Quelle CPC AG

Im letzten Arbeitsschritt konnten die so entstandenen Verbindungen mit einem selbstverdichtendem Mörtel verfüllt werden.



Abbildung 7 Vermörtelung der Stege mit der Brückenplatte, Quelle CPC AG

Die Verbindungselemente spielen eine entscheidende Rolle bei der Stabilität und Festigkeit der Brücke. Erst durch die Verbindung zwischen Brückenplatte und Steg entsteht die Wirkung einer sogenannten Trogbrücke, an der die Brückenplatte die aus dem globalen Moment entstehenden Zugkräfte übernimmt und die Brüstungen die Druckkräfte. Zusätzlich fungiert die Brüstung als Geländer. Dieses kann in 1,3m Höhe ausgeführt werden und ist ohne Öffnungen ideal als Radwegbrücke, da sich das Fahrrad nicht im Geländer verhaken kann. Eine bemerkenswerte Eigenschaft dieser Brücke ist, dass sie vollständig ohne den Einsatz von Stahl realisiert wurde. Dies bietet einen erheblichen Vorteil in Bezug auf den Unterhalt des Bauwerks, da Korrosion und Abplatzungen vermieden werden können. Darüber hinaus erfordert die Brückenoberfläche keine zusätzliche Abdichtung, was zu einer Reduzierung der Wartungskosten führt.

Ein weiterer wichtiger Aspekt ist die Rutschfestigkeit der Brückenoberfläche, die mit einem R13-Wert bewertet wurde. Diese hohe Rutschfestigkeit gewährleistet die Sicherheit von Fußgängern und Fahrrädern, insbesondere unter schwierigen Witterungsbedingungen.

Überzeugende Argumente für diese Brücke sind der geringe Ressourcenverbrauch und der minimale CO<sub>2</sub>-Fußabdruck, die im Vergleich zu konventionellen Brücken deutlich niedriger sind. Darüber hinaus benötigt sie lediglich etwa 30 Prozent der Ressourcen einer Stahlbetonbrücke und weist eine fünfmal höhere Lebenserwartung als eine Holzbrücke auf. Der Einsatz des richtigen Bausystems spielt eine entscheidende Rolle bei der Schonung der Umwelt.

Die Wahl dieser CPC-Brücke trägt somit maßgeblich zur Reduzierung von Treibhausgasemissionen und zum sparsamen Umgang mit natürlichen Ressourcen bei. Durch die Kombination von Langlebigkeit, geringem Wartungsaufwand und einem umweltfreundlichen Herstellungsprozess setzt diese Brücke einen wichtigen Maßstab für nachhaltige Infrastrukturprojekte.

Es sind auch Unterhaltsfahrzeuge von über 6,0 Tonnen möglich. Mit diesen hohen Punktlasten kann die schlanke Brücke problemlos umgehen. Neben dem Unterhaltsfahrzeug ist die Brücke für Menschenansammlungen mit einer Last von bis zu 400 kg/m<sup>2</sup> und einer Geländerlast von 160 kg/m' ausgelegt, was den Vorgaben der SIA-Norm 358 [4] entspricht.

Die Brücke, die ein Eigengewicht von unter 14 Tonnen aufweist, ist in der Lage, eine Last von über 17 Tonnen zu tragen. Im Vergleich dazu wäre eine Stahlbetonbrücke ca. 47,5 Tonnen schwer.

### 3.2 Balkone mit 4 Zentimeter dickem CPC-Belag

In Zeiten steigender Urbanisierung und dichter Bebauung gewinnen Balkone zunehmend an Bedeutung als Oasen der Erholung und als wertvoller Wohnraum. Mit der Einführung von Carbonbeton in der Bauindustrie erleben Balkone eine technologische Revolution, die ihre Funktionalität und Langlebigkeit erheblich verbessert. Besonders hervorzuheben sind die vorgeständerten Balkone mit den 4 cm dünnen Belägen aus CPC, die neue Maßstäbe in Design und Nachhaltigkeit setzen.

Die CPC-Beläge sind nicht nur leichter und langlebiger, sondern auch umweltfreundlicher. Sie ermöglichen eine filigranere Bauweise, die insbesondere bei Balkonen für mehr Designfreiheit und ästhetische Eleganz sorgt.

Vorgeständerte Balkone, die mit 4 cm dünnen Belägen aus CPC ausgestattet sind, bieten eine Reihe von Vorteilen:

- (1) Gewichtsreduktion
- (2) Dank der geringen Dicke und der generellen Leichtigkeit von CPC-Elementen sind diese Balkone erheblich leichter als herkömmliche Konstruktionen, was die Belastung der Gebäudestruktur minimiert.
- (3) Ästhetik und Design
- (4) Die schlanken Beläge ermöglichen eine
- (5) elegante und moderne Optik, die herkömmliche Balkone in den Schatten stellt. Diese Bauweise eröffnet Architekten neue gestalterische Freiheiten, alle Formen sind möglich.
- (6) Langlebigkeit und Wartungsarmut
- (7) Die CPC-Elemente und -Beläge sind korrosionsbeständig und äußerst langlebig, was die Lebensdauer der gesamten Balkone verlängert und die Wartungskosten reduziert.
- (8) Umweltfreundlichkeit

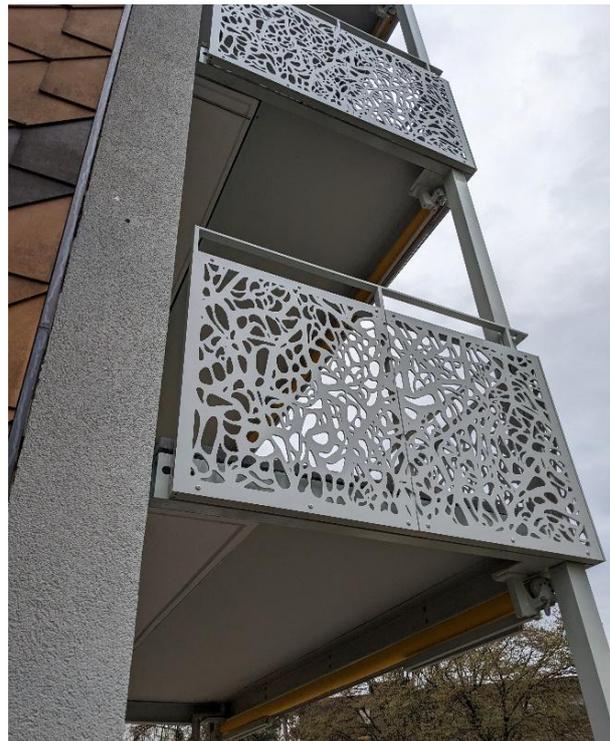
Die Herstellung von Carbonbeton erfordert weniger Ressourcen und Energie, was zu einer Reduktion der CO<sub>2</sub>-Emissionen führt.

Ein herausragendes Beispiel für die Nutzung von aufgeständerten Balkonen mit CPC Betonbelägen ist das Projekt Widumstraße in Zürich.



**Abbildung 8** Balkonturm Zürich, Quelle CPC AG

Hier wurden alle alten und sehr kleinen Balkone erneuert und vergrößert. Auf die neue Stahlkonstruktion wurden bis zu 2,95m x 4,40 m große und 4 cm dünne CPC-Beläge gelegt, was nicht nur die Ästhetik der Gebäude verbessert, sondern auch die Wohnqualität durch größere Balkone und dementsprechend mehr Wohnraum.



**Abbildung 9** Balkonturm Zürich, Quelle CPC AG

Die 4 cm dünnen CPC-Elemente wurden werkseitig mit einer rutschhemmenden R 12 Oberfläche hergestellt und passgenau auf die Baustelle geliefert. Dabei überbrücken die CPC-Elemente fugenlos den schmalen Teil der alten Balkone und dienen zur Erweiterung der Balkonflächen.



**Abbildung 10** Balkonturm Zürich, Quelle CPC AG

Die Bewohner schätzen die modernen, langlebigen Balkone, die durch ihre schlanke Bauweise mehr nutzbaren Raum bieten.

Die Integration von CPC-Balkonbelägen in den Balkonbau ist ein bedeutender Schritt hin zu nachhaltigeren und langlebigeren Bauwerken. Angesichts der vielen Vorteile, die dieses Material bietet, ist zu erwarten, dass es in den kommenden Jahren eine immer größere Rolle in der Bauindustrie spielen wird. Dies eröffnet neue Möglichkeiten für die Gestaltung und Nutzung von Balkonen in städtischen Wohnräumen.

#### **4 Ausblick**

Die Grundidee der CPC-Bauweise ist, industriell hochwertige Elemente zu produzieren, diese zu Bauteilen weiterzuverarbeiten und daraus große Bauwerksteile zu fertigen.

Dadurch können z.B. große Mengen an Stahlbeton reduziert werden und durch die nichtrostende Carbonbewehrung können die CPC-Bauteile deutlich länger genutzt werden.

Desweiteren ist der Zeitraum von der Bestellung bis Montage der CPC-Elemente dank der modularen und seriellen Vorfertigung enorm kurz. Durch die Materialersparnis kann zudem die CO<sub>2</sub>- und Massenbilanz von Gebäuden massiv reduzieren. Der Stahl- und der Holzbau haben das serielle Bauen vorgemacht. Mit der neuen CPC-Betonbauweise ist das für den Betonbau heute auch möglich.

#### **5 Literatur**

- [1] Carbonbewehrte, vorgespannte CPC-Platten aus Vergussbeton, Deutsches Institut für Bautechnik, allgemeine bauaufsichtliche Zulassung / allgemeine Bauartgenehmigung Z-71.3-42
- [2] DAfStb-Richtlinie "Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel", Fassung Juli 2019
- [3] Brandverhalten von Baustoffen nach DIN 4102 SIA Norm 358, Absturzsicherungen, vom Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein



# Kombinierte Schwingungsanalyse eines Wohnhochhauses mittels Echtzeit-Monitoring und Digitalem Zwilling

Herbert W. Müllner

*PORR Bau GmbH, Technologiemanagement & Innovation, 1100 Wien, Österreich*

Michael Reiterer

*REVOTEC zt gmbh, 1030 Wien, Österreich*

## KURZFASSUNG:

Schwingungen infolge Windanregung sind bei Wohnhochhäusern als ganz besonders kritisch anzusehen und können zu Unwohlsein der Hausbewohner führen. Besonderes Augenmerk ist dabei auf Schwingungen im Bereich der Biege- und Torsionseigenfrequenzen des Hochhauses zu legen. Daher muss vom Statiker sichergestellt werden, dass der Eigenfrequenzbereich des finalen Hochhauses durch die dynamischen Windeinwirkungen nicht unzulässig stark zum Schwingen angeregt werden kann. Die Schwingungen eines Hochhauses können entweder durch Erhöhung der Gebäudesteifigkeit oder durch Einbau von Schwingungstilgern reduziert werden. Beide Maßnahmen sind jedoch mit einem großen Aufwand verbunden und daher sehr kostenintensiv. Es zeigt sich auch, dass bei Hochhäusern eine große Diskrepanz zwischen den vorab rechnerisch ermittelten Werten für die Eigenfrequenzen und den nach Errichtung tatsächlich vorhandenen Werten vorliegt. In diesem Beitrag wird der experimentelle Aufbau des Monitoring-Systems und die Funktionsweise bzw. die Interpretationsergebnisse des Digitalen Zwillings am Beispiel des Bauprojekts DC2 erläutert.

## 1 Einleitung

Nach Auftragserteilung für die Errichtung des Hochhauses DC2 in Wien hat die PORR Bau GmbH daher ein Forschungsprojekt konzipiert, das sich zum Ziel setzt, den Zusammenhang zwischen Schwingungsanregung, Eigenfrequenzen, horizontale Bewegungen des Hochhauses und mögliche Steifigkeitsänderungen in der statischen Gebäudestruktur experimentell als auch numerisch zu untersuchen. Im Projekt soll insbesondere auch die vorhandene Wissenslücke zwischen den vorab rechnerisch ermittelten zu den tatsächlich vorhandenen Eigenfrequenzen eines Hochhauses geschlossen werden. Die messtechnische Ermittlung der Eigenfrequenzen soll dabei so früh wie möglich, bereits im Bauzustand des Hochhauses erfolgen, damit die Notwendigkeit bezüglich Ausführung von Maßnahmen zur Schwingungsreduktion gegebenenfalls entfallen kann.

Es werden deshalb bereits in der Bauphase über die Gebäudehöhe in den Viertelpunkten des Hochhauses Beschleunigungssensoren eingebaut sowie ein dem Baufortschritt entsprechender digitaler Zwilling erstellt, welcher mit dem realen Hochhaus mitwächst. Aus dem digitalen Zwilling lassen sich während des Baus die tatsächlichen Eigenfrequenzen ablesen. Mit diesen ist eine Prognose der zu erwartenden Eigenfrequenzen und Schwingungen im Endzustand des Hochhauses möglich. Dadurch wird die Rückrechnung der optimalen Steifigkeit bzw. der notwendigen Dämpfung der Gebäudestruktur ermöglicht. Ziel ist es, mit Hilfe des digitalen Zwillings eine frühzeitige Information zu den Eigenfrequenzen und Schwingungsgrößen im Endzustand des Gebäudes zu bekommen, und damit die Entscheidung bezüglich notwendiger Maßnahmen zur Schwingungsreduktion so früh wie möglich zu treffen.

## 2 Allgemeines zum DC2 Tower

Der Donacity 2 Turm (kurz DC2 Tower) ist ein Büro- und Wohnhochhaus im 22. Wiener Gemeindebezirk. Das Hochhaus besitzt eine Höhe von ca. 180 m mit 54 Obergeschoßen und bis zu 6 Untergeschoßen. Der neue Turm bietet dann Platz für Wohnungen, Büros, Restaurants und Geschäfte.

Das Bauwerk in Ortbetonbauweise wird fugenlos hergestellt. Die Stahlbetonkonstruktion besitzt einen aussteifenden Kern und zwei Querwände für die horizontale Lastabtragung. Die vertikale Lastabtragung erfolgt über die Geschoßdecken, Stützen, den Kern und einer rundum geführten 80 cm dicken Schlitzwand in den Baugrund, die als Baugrubenumschließung fungiert.

Die Tiefgründungselemente unter der im Mittel 3,80 m dicken Bodenplatte wurden in Stärken von 40 bzw. 60 cm hergestellt. Die Sicherung der östlichen Baugrubenwand erfolgte durch Litzenanker. Aufgrund der Tiefgaragen vom DC1 Tower war eine weitere Ankerlage an der Westseite nicht möglich, weshalb eine Untergeschoßdecke als Aussteifungsdeckel ausgeführt wurde.

## 3 Sensorik für vertikalen Lastabtrag

Zum Abschluss eines Forschungsprojektes der PORR Bau GmbH, das von 2015 bis 2022 lief, und wodurch Daten von Dehnungs- und Setzungssensoren von insgesamt vier gebauten Hochhäusern bzw. Großprojekten vorliegen, konnte letztendlich eine innovative Berechnungsmethode für dreidimensionale Gebäudemodelle entwickelt werden [1]. Diese baut auf einem Steifigkeitskombinationsvektor  $\psi_{11}$  auf, der programmunabhängig und frei von der Modellierungsqualität des verantwortlichen Tragwerkplaners anwendbar ist.

Die Analyse der Messergebnisse von Stützen und Wänden führte zu dem Ergebnis, dass Wände und vor allem Kernwände höhere Lasten übertragen als die Stützen des Hochhauses. Eine Möglichkeit diese Ergebnisse in der Gebäudestatik zu berücksichtigen, ist die Veränderung der Steifigkeit der einzelnen tragenden Bauteile durch Erhöhung des Elastizitätsmoduls des Betons. Bei gleichbleibender Querdehnzahl  $\nu = 0,2$  wird auch der Schubmodul verändert.

Zur Weiterentwicklung und Validierung dieser Berechnungsmethode wurden im DC2 Tower erstmals 12 der patentierten 6D Sensoren [2] in verschiedenen Geschoßen installiert (siehe Abbildung 1). Diese wurden von der Firma SuessCo Sensors GmbH derart weiterentwickelt, dass die vertikale Messrichtung hinreichend genau gemessen wird.

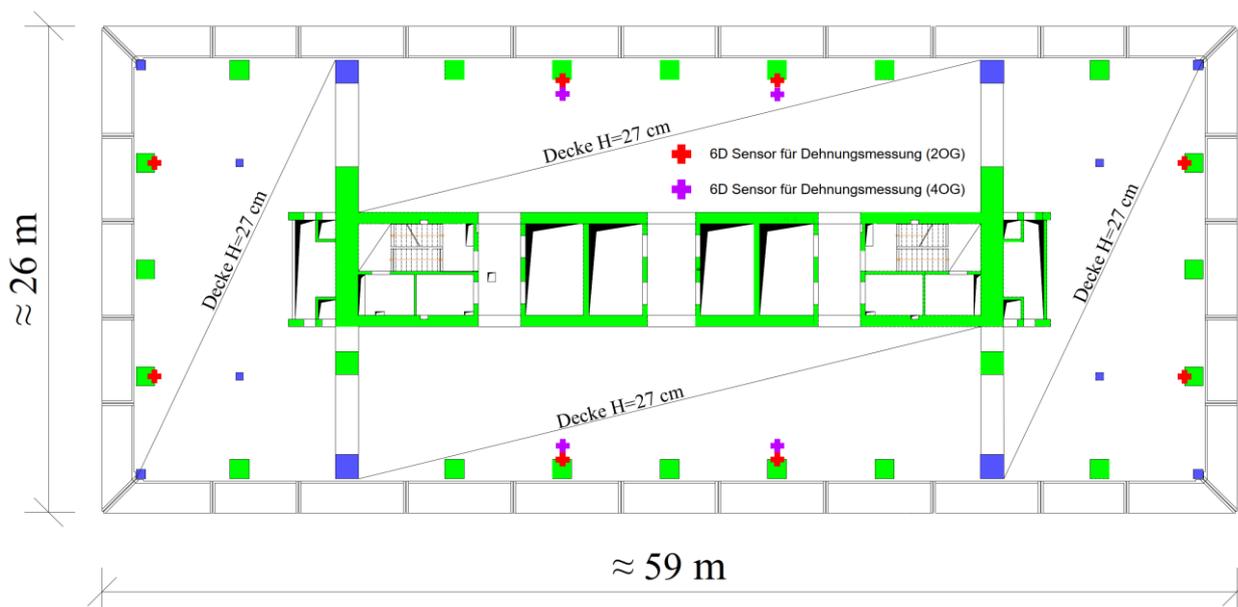


Abbildung 1 Installation der weiterentwickelten 6D-Sensoren im zweiten und vierten Obergeschoß des DC2 Towers

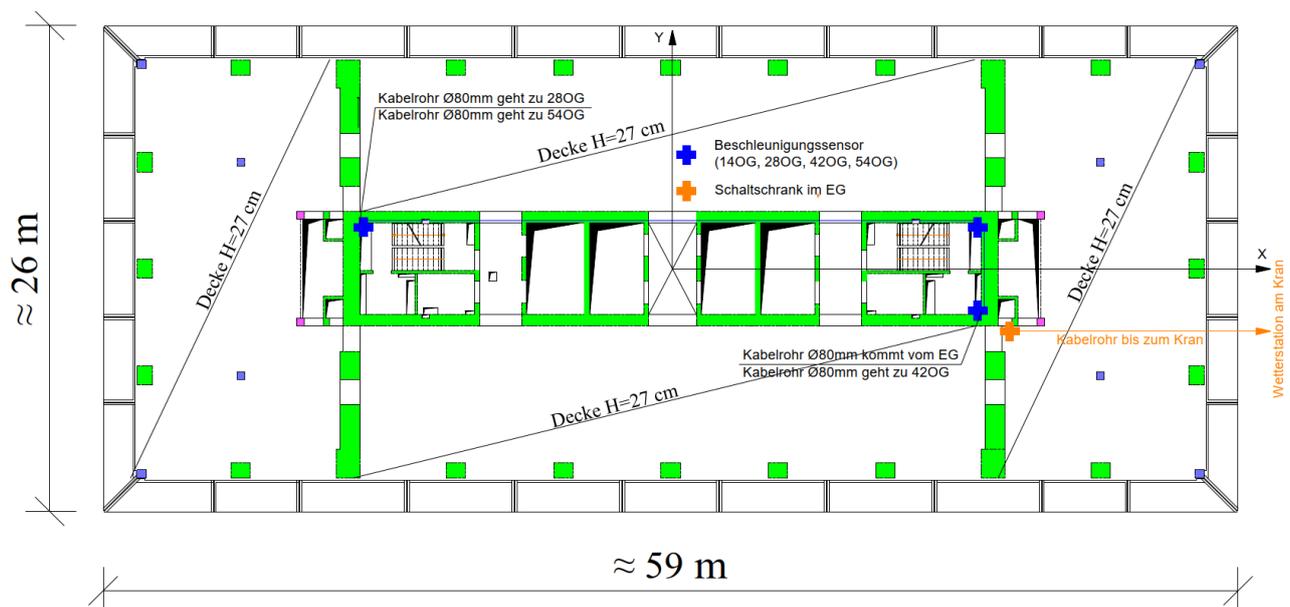


**Abbildung 2** Testphase eines links originalen 6D-Sensor und rechts des weiterentwickelten 6D-Sensor der Firma SuessCo Sensors GmbH

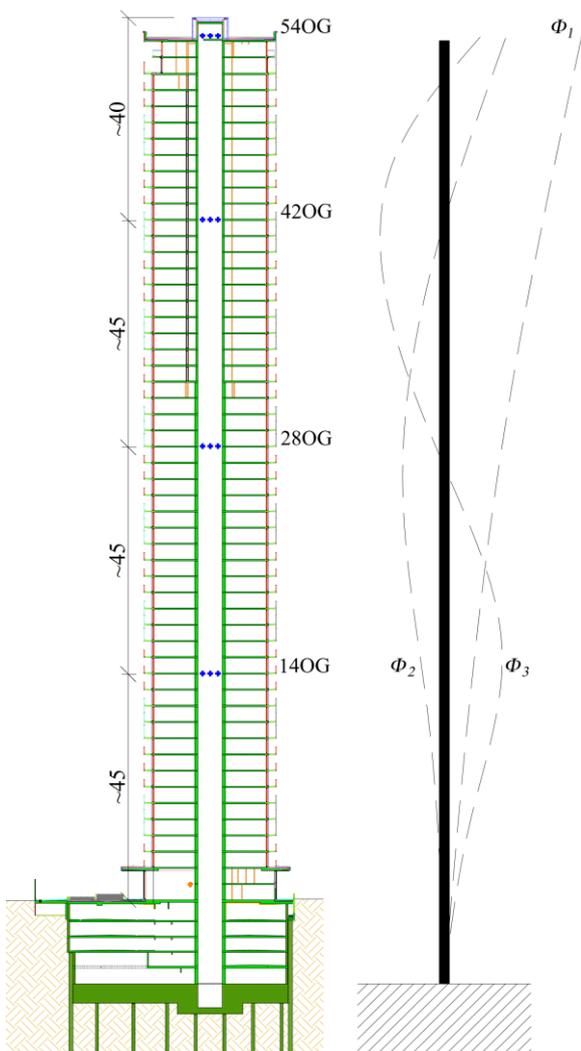
Im Rahmen einer Testphase auf einer anderen Baustelle der PORR Bau GmbH (siehe Abbildung 2) konnte die ausreichende Messgenauigkeit in Bezug auf die Stauchung von Gebäudestützen untersucht werden. Die Umrechnung der Dehnungen in Kräfte erfolgt dabei mit der Materialcharakterisierung nach MÜLLNER & KREMNIETZER [3].

#### 4 Sensorik für das permanente Schwingungsmonitoring und den digitalen Zwilling

Zur Ausführung eines permanenten Schwingungsmonitorings und Entwicklung eines digitalen Zwillings werden bereits in der Bauphase des Hochhauses DC2 Beschleunigungssensoren in unterschiedlichen Geschossebenen installiert. Die Positionen der Beschleunigungssensoren sind in der Abbildung 3 im Grundriss für eine ausgewählte Geschossebene dargestellt. Die Abbildung 4 zeigt die für die Installation der Sensoren ausgewählten insgesamt 4 Geschossebenen, nämlich das 14., 28., 42. und 54. Geschöß. Zusätzlich sind in dieser Abbildung auch die möglichen translatorischen Schwingungsformen eines Hochhauses qualitativ eingetragen. Man erkennt, dass jeweils 3 Sensoren pro Geschossebene im Kern des Hochhauses installiert werden, d.h. in Summe werden in den 4 Geschossen insgesamt 12 Beschleunigungssensoren installiert. Mit den 3 Sensoren pro Geschoss können nicht nur die Werte der Eigenfrequenzen des Hochhauses, sondern insbesondere die zu jeder Eigenfrequenz zugehörigen Biege- und Torsionsschwingungsformen aus den Messdaten ermittelt werden. Eine im Zuge der Entwurfsphase durchgeführte Studie zu den Eigenfrequenzen und den zugehörigen Schwingungsformen hat nämlich ergeben, dass neben den translatorischen Schwingungsformen in die Richtungen X und Y, auch Torsionsschwingungen auftreten.



**Abbildung 3** Installation der Beschleunigungssensoren im 14., 28., 42. und 54. Obergeschoß des DC2 Towers



**Abbildung 4** Position der Beschleunigungssensoren im Schnitt des DC2 Towers und mögliche translatorische Schwingungsformen

Um diese Torsionsschwingungsformen messtechnisch zu erfassen, wurden die Beschleunigungssensoren im Kern an unterschiedlichen Positionen angeordnet. Mit den installierten Beschleunigungssensoren sollen zusätzlich zu den tatsächlich sich einstellenden Eigenfrequenzen und Schwingungsformen auch die tatsächlichen Lehr'schen Dämpfungsmaße, d.h. die Strukturdämpfung, messtechnisch ermittelt werden. Die Strukturdämpfung ist in Bezug auf die sich einstellende Größe der horizontalen windinduzierten Schwingungen nämlich entscheidend, und es zeigt sich, dass die auf rein theoretischer Basis getroffenen Annahmen für Strukturdämpfungen von Hochhäusern sehr häufig hoch konservativ sind. Man erhält dadurch in den Rechenmodellen sehr häufig eine starke Überschätzung der horizontalen Schwingbeschleunigungen.

Bei den installierten Sensoren handelt es sich um triaxiale MEMS-Beschleunigungssensoren, bei welchen die Analog-Digital-Wandlung (ADC) bereits direkt im Gerät stattfindet. Dadurch entfällt jegliches Rauschen, das von analoger Verkabelung aufgenommen werden würde. Die verwendeten MEMS-Sensoren können neben den Schwingbeschleunigungen auch statische Neigungen messen und sie sind für diesen Zweck zusätzlich mit einer Temperatur-Offset-Drift-Kompensation ausgestattet. Der Messbereich beträgt  $\pm 2 g$  und die Abtastrate wird mit 100 Hz festgelegt. Die Sensoren weisen mit 0 – 1 kHz eine sehr hohe Bandbreite auf, und sie eignen sich insbesondere auch zur Messung von sehr tieffrequenten Schwingungen  $< 1$  Hz. Für den DC2 Tower wurden nämlich sehr tiefe Schwingfrequenzen rechnerisch ermittelt. Diese finden sich beispielsweise im Windgutachten [4], das von Wacker Ingenieure im Jahr 2019 für den DC2 Tower erstellt wurde.

Zusätzlich zu den MEMS-Beschleunigungssensoren wurde zur permanenten Erfassung der Umwelteinwirkungen wie z.B. der dynamischen Windeinwirkung auf das Hochhaus, eine Wettermessstation im obersten Segment des Baustellenkranes installiert (siehe Abbildung 5). Es handelt sich dabei um eine All-in-One-Wettermessstation mit der neben der Windrichtung und der Windgeschwindigkeit auch die aktuelle Lufttemperatur, relative Feuchte, Niederschlagsintensität, Niederschlagsart, Niederschlagsmenge, Luftdruck, Windrichtung und Strahlungsenergie gemessen werden kann. Die Installation der Wettermessstation erfolgte am obersten Turmsegment des Baustellenkranes mit der Bezeichnung K2. Dieser Kran befindet sich näher zur Donau und er liegt der Hauptwindrichtung zugewandt. Die aktuelle Windgeschwindigkeit wird mit einem Ultraschallsensor gemessen und hierbei erfolgt eine Aufzeichnung der Windgeschwindigkeitsdaten mit einer Messrate von 1 Hz. Diese Messrate wird ebenso für die Windrichtung angewandt. Durch die permanente Messung der Windgeschwindigkeit und der Windrichtung können windinduzierte Schwingungen auf den DC2 Tower analysiert und bewertet werden. Eine infolge Windeinwirkung sich einstellende Schwingungsamplitude kann somit einer definierten Windstärke zugeordnet werden.

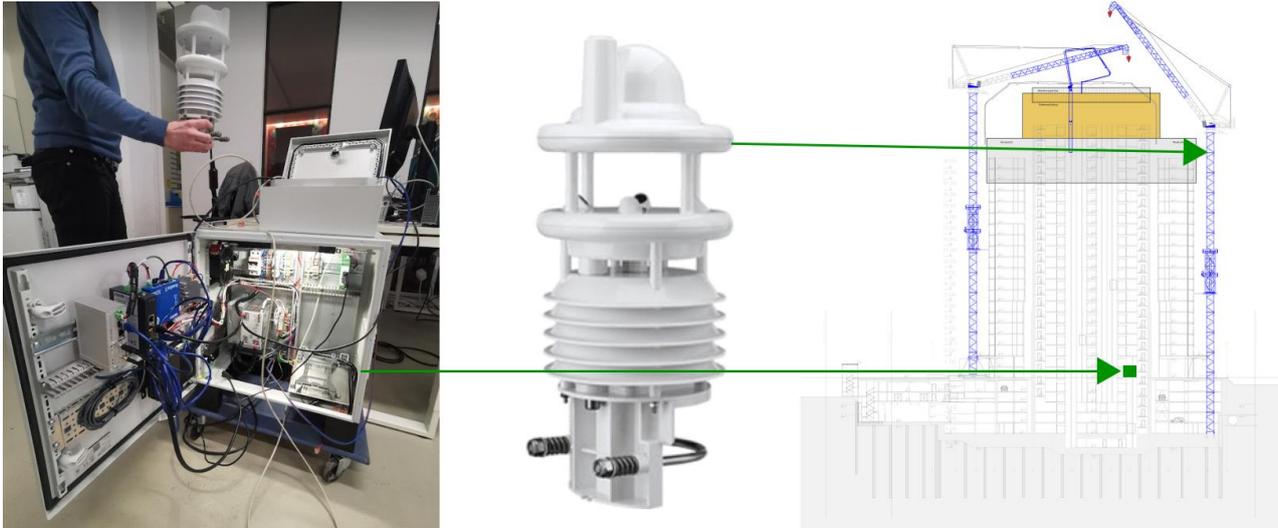


Abbildung 5 Installation des Schaltschranks und der Wetterstation am Kran des DC2 Towers

Durch die kombinierte Messung der (Wind-)Einwirkungen und der sich daraus ergebenden Schwingungsreaktionen mittels der installierten MEMS-Beschleunigungssensoren sind präzisere Aussagen zu den erzeugten Schwingungen und angeregten Eigenschwingungsformen des Hochhauses möglich.

Laut dem Windgutachten [4] liegen die rechnerisch ermittelten translatorischen Eigenfrequenzen des Hochhauses bei  $f_{1,y} = 0,15$  Hz (translatorische Eigenfrequenz mit Schwingungsrichtung in die Y-Achse),  $f_{2,t} = 0,26$  Hz (Torsionseigenfrequenz mit Rotation um die vertikale Z-Achse) und  $f_{3,x} = 0,27$  Hz (translatorische Eigenfrequenz mit Schwingungsrichtung in die X-Achse). Die zugehörigen Schwingungsperioden betragen demnach  $T_{1,y} = 6,67$  s,  $T_{2,t} = 3,85$  s und  $T_{3,x} = 3,70$  s. Im Windgutachten finden sich auch Angaben bezüglich der Strukturdämpfung, die für die Ermittlung der Standsicherheit und der windinduzierten Schwingungen des DC2 Towers gewählt wurden. Es wird angegeben, dass für den Nachweis der Standsicherheit ein logarithmisches Dämpfungsdekrement von  $\delta = 0,12$  (entspricht einem Lehr'schen Dämpfungsmaß von  $\zeta = 1,9\%$ ) und für die Prognose der Spitzenbeschleunigungen in den oberen für Wohnungen genutzten Geschossen in Abhängigkeit von der betrachteten Jährlichkeit der Starkwinde niedrigere logarithmische Dämpfungsdekremente angenommen wurden. Für die Untersuchung des 10-Jahreswindes wurde  $\delta = 0,09$  (entspricht einem Lehr'schen Dämpfungsmaß von  $\zeta = 1,4\%$ ) und für die Untersuchung des 1-Jahreswindes  $\delta = 0,06$  (entspricht einem

Lehr'schen Dämpfungsmaß von  $\zeta = 1,0\%$ ) angenommen.

Mit diesen Eingangsparametern wurden im Windgutachten [4] die bei Starkwinden auftretenden horizontalen Schwingbeschleunigungen des DC2 Towers rechnerisch ermittelt und mit den zulässigen Grenzwerten für Hochhäuser mit Wohnnutzung verglichen. In der Abbildung 6 sind die Ergebnisse dieser Untersuchung anschaulich illustriert.

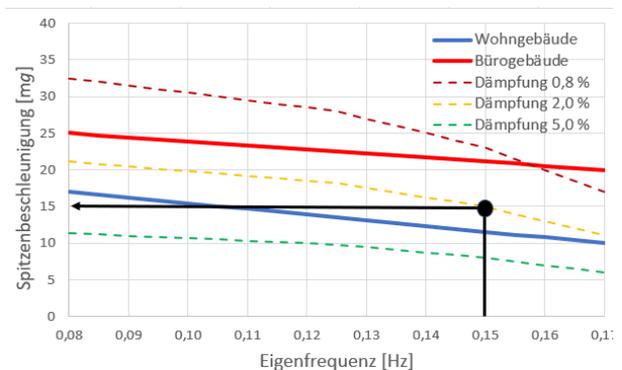


Abbildung 6 Darstellung der für unterschiedliche Strukturdämpfungen berechneten Schwingbeschleunigungen für den DC2 Tower und Vergleich mit den Grenzwerten

Die Grenzwerte für die maximale horizontale Schwingbeschleunigung in den oberen Geschossen wurden dabei gemäß dem CTBUH – Komfortkriterium angenommen (Council on tall Buildings and Urban Habitat). Dieses Kriterium fordert bei Wohnnutzung die Einhaltung der maximalen horizontalen Schwingbeschleunigung von 10 bis 17 mg (entspricht  $0,10$  bis  $0,17$   $m/s^2$ ) und bei Büronutzung 20

mg bis 25 mg (entspricht 0,20 bis 0,25 m/s<sup>2</sup>). Da in den oberen Geschoßen des DC2 Towers eine Wohnnutzung vorgesehen ist, sind die Grenzwerte von 10 bis 17 mg einzuhalten.

Wie man aus der Abbildung 6 erkennt, ergibt sich für die rechnerisch ermittelte erste Eigenfrequenz des Hochhauses  $f_{1,y} = 0,15$  Hz mit translatorischer Schwingungsform bereits bei Annahme des Lehr'schen Dämpfungsmaßes von 2,0 % eine Überschreitung der zulässigen Grenzwerte für Wohnnutzung (Anmerkung: Für den DC2 Tower wurden die Lehr'schen Dämpfungsmaße für den 10-Jahreswind mit 1,4 % und für den 1-Jahreswind mit 1,0 % angenommen).

Aufgrund der Überschreitung der zulässigen Grenzwerte der horizontalen Schwingbeschleunigung müssen Maßnahmen zur Schwingungsreduktion geplant und baulich umgesetzt werden. Im Fall eines Hochhauses können die Reduktionen der Schwingungen entweder durch Erhöhung der Gebäudesteifigkeit oder durch Einbau von Schwingungstilgern reduziert werden. Beide Maßnahmen sind jedoch mit einem großen Aufwand verbunden und sehr kostenintensiv. Für den DC2 Tower wurde in der Planungsphase die Entscheidung getroffen, einen Schwingungstilger vom Typ Pendeldämpfer in den obersten Geschoßen einzubauen. Ein Pendeldämpfer wurde ebenso bereits bei dem DC1 Tower geplant und baulich umgesetzt. Die Kosten für

Pendeldämpfer sind jedoch sehr hoch und es stellt sich die Frage, ob durch die Anwendung einer neuen Methode eine Entscheidung zum Entfall von schwingungsdämpfenden Maßnahmen getroffen werden kann.

## 5 Digitaler Zwilling und statisches FE-Modell

Die Entscheidung bezüglich der Umsetzung von schwingungsdämpfenden Maßnahmen wurde in der Planungsphase aufgrund rein theoretischer Untersuchungen getroffen. Es ist jedoch bekannt, dass bei Hochhäusern sehr häufig eine große Diskrepanz zwischen den vorab rechnerisch ermittelten theoretischen Werten für die Eigenfrequenzen und den nach Errichtung des Hochhauses tatsächlich gemessenen Werten vorliegt. Aus diesem Grund wurde ein Forschungsprojekt zur Durchführung eines baubegleitenden permanenten Schwingungsmonitorings und Erstellung eines Digitalen Zwillings sowie eines räumlichen FE-Modells initiiert.

Ziel des Forschungsprojekts ist die möglichst frühzeitige Ermittlung der im Endzustand sich tatsächlich ergebenden Eigenfrequenzen, zugehörigen Schwingungsformen und Lehr'schen Dämpfungsmaße des DC2 Towers. Wenn es nämlich gelingt, die Eigenfrequenzen und zugehörigen Schwingungsformen bereits in einem frühen Stadium des

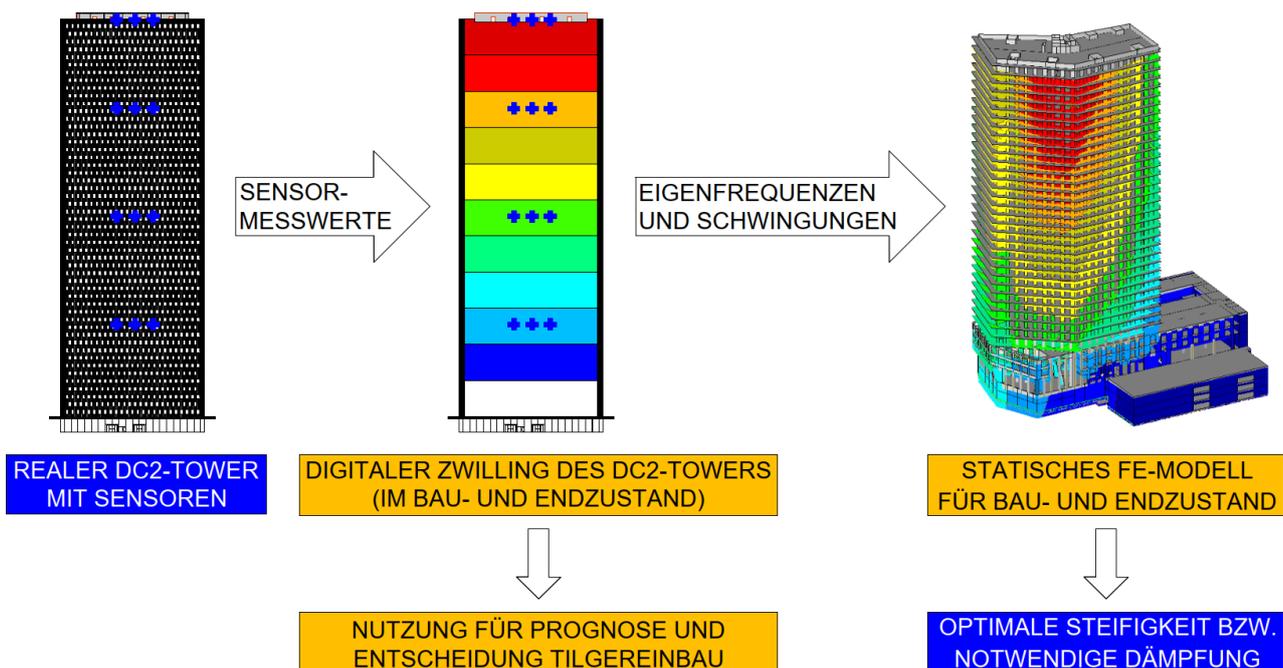


Abbildung 7 Flussdiagramm für den Nutzen des digitalen Zwillings für baupraktische Fragestellungen

Bauzustandes, z.B. nach Fertigstellung von  $\frac{1}{4}$  der Gebäudehöhe zu prognostizieren, dann können mit diesen prognostizierten Werten Adaptionsberechnungen zu den zu erwartenden horizontalen Schwingungsamplituden im Endzustand des Hochhauses durchgeführt, und womöglich die Ausführung einer schwingungsdämpfenden Maßnahme wie z.B. der Schwingungstilger, entfallen. Dies würde zu einer enormen Kosteneinsparung führen. Eine effiziente und zuverlässige Methode zur Prognose der Eigenfrequenzen und zugehörigen Schwingungsformen im Endzustand des DC2 Towers besteht darin, auf Grundlage der permanent aufgezeichneten Schwingungsmessdaten einen digitalen Zwilling des Gebäudes zu entwickeln, siehe Flussdiagramm in Abbildung 7. Der digitale Zwilling ist ein virtuelles räumliches Modell des realen Hochhauses, der mit den Schwingungsmessdaten in Echtzeit kalibriert wird. Im digitalen Zwilling sind die Beschleunigungssensoren an jenen Positionen situiert, an denen sie im realen Hochhaus tatsächlich installiert wurden. Jeder Messwert, der mit den Beschleunigungssensoren aufgezeichnet wird, kann im virtuellen Modell als Schwingungsantwort simulativ dargestellt werden. Der digitale Zwilling bildet die infolge dynamischer Windwirkung und ambienten Anregungsformen wie z.B. Anregungen infolge Mikroseismik oder Verkehr sich ergebenden Schwingungsreaktionen des Hochhauses damit realitätsnah ab und es können weiterführende Analysen für jeden Bauzustand sowie für den prognostizierten Endzustand durchgeführt werden. Im Forschungsprojekt wird der digitale Zwilling zur Ermittlung der Schwingungseigenschaften des DC2 Towers verwendet und hierbei werden insbesondere die am realen Hochhaus im jeweiligen Bauzustand sich ergebenden translatorischen Eigenfrequenzen und Torsionseigenfrequenzen sowie die zugehörigen Schwingungsformfiguren ermittelt. Eine Prognose der im Endzustand des Hochhauses sich ergebenden Eigenfrequenzen und zugehörigen Schwingungsformen ist ebenso möglich. Die Ermittlung der maximalen horizontalen Schwingbeschleunigungen und Überprüfung bezüglich Einhaltung des CTBUH – Komfortkriterium ist mit dem digitalen Zwilling allein jedoch nicht möglich.

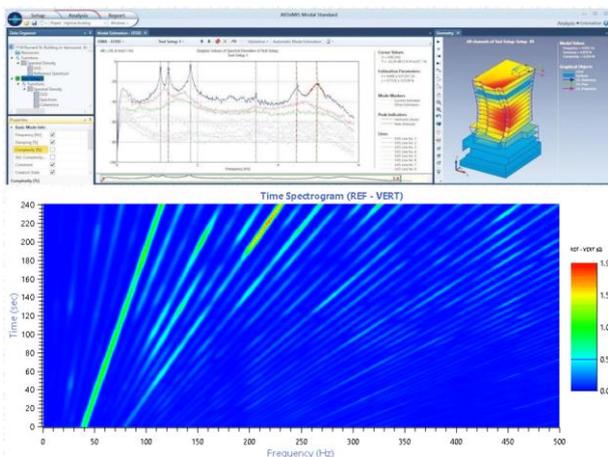
Daher werden im Forschungsprojekt die mit dem digitalen Zwilling ermittelten Schwingungseigenschaften wie in der Abbildung 7 dargestellt an ein

räumliches Finite Elemente Modell (FE-Modell) weiter übergeben bzw. zur Kalibration dieses Modells herangezogen. Die erste Kalibration des räumlichen FE-Modells wird nach Errichtung von  $\frac{1}{4}$  der Gebäudehöhe (14. Geschoss) durchgeführt.

Im 14. Geschoss werden nämlich bereits 3 Beschleunigungssensoren installiert und mit diesen sollen die Schwingungseigenschaften des Bauzustandes ermittelt und im FE-Modell weiterverarbeitet werden. Das räumliche FE-Modell wird zu diesem Zweck ebenfalls auf  $\frac{1}{4}$  der Gebäudehöhe reduziert und mit den Messdaten kalibriert.

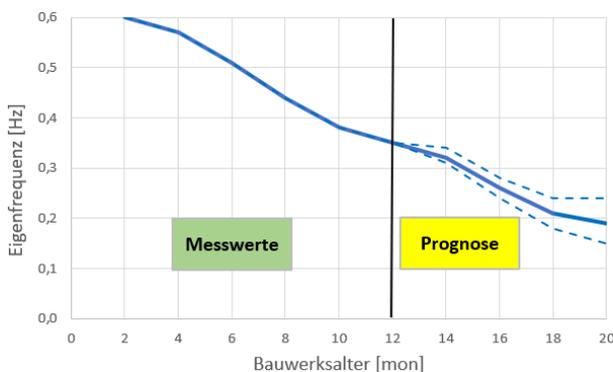
Nach Kalibration an die Messwerte wird das FE-Modell wieder auf den Endzustand erweitert und somit werden die Eigenfrequenzen und zugehörigen Schwingungsformen des DC2 Towers mit hoher Genauigkeit ermittelt. Zur Berechnung der zu erwartenden horizontalen Schwingbeschleunigungen werden die aus Windkanalversuchen ermittelten Winddrucklasten für den 1-Jahres- und 10-Jahreswinde angesetzt und eine dynamische Zeitverlaufsberechnung durchgeführt.

In der Abbildung 8 ist die mögliche Auswertung der mit den Beschleunigungssensoren permanent aufgezeichneten Schwingungsmessdaten in der Form von Frequenzspektren sowie einem sogenannten Waterfall Diagramm dargestellt. Die Frequenzspektren werden aus den Zeitverlaufsfunktionen bei vorwiegend ambienter Schwingungsanregung ermittelt und sie liefern die Werte für die Eigenfrequenzen sowie für die Lehr'schen Dämpfungsmaße. Die zugehörigen Schwingungsformen können in weiterer Folge durch den Vergleich der Amplitudenwerte der einzelnen Frequenzspektren pro Beschleunigungssensor und Berücksichtigung der Phasenverschiebungen zueinander ermittelt werden. Im Waterfall Diagramm wird der zeitliche Verlauf bzw. die zeitliche Entwicklung der Eigenfrequenzen anschaulich dargestellt. Auf der horizontalen Achse ist die Frequenz in Hz und auf der vertikalen Achse die Zeit in Sekunden aufgetragen. Eine Eigenfrequenz wird im Waterfall Diagramm durch die Intensität der Farben hervorgehoben bzw. identifiziert. Es lassen sich mit diesem Diagramm die zeitlichen Änderungen bzw. Entwicklungen der Eigenfrequenzen des Hochhauses sehr gut identifizieren, interpretieren und analysieren. Die Abbildung 9 zeigt noch eine Methode zur Ermittlung der Eigenfrequenzen des DC2 Towers für den Bau- und Endzustand auf



**Abbildung 8** Beispielhafte Darstellung zur Analyse der aufgezeichneten Messdaten als Frequenzspektrum (oben) und in der Form eines Waterfall Diagrammes (unten)

Grundlage der permanent aufgezeichneten Schwingungsmessdaten. Wenn nämlich beispielsweise die permanente Messung und Auswertung der Schwingungsmessdaten wie in der Abbildung 9 dargestellt, nach insgesamt 12 Monaten einen funktionalen Verlauf der Eigenfrequenzen ergeben hat, dann kann auf Grundlage dieser bekannten Funktion und analytischer Ansätze zur Änderung der Eigenfrequenzen mit zunehmender Gebäudehöhe eine Regressionsanalyse durchgeführt, und damit die sich zukünftig einstellenden Eigenfrequenzen bis hin zum Endzustand des Hochhauses ermittelt werden. Der ermittelte Prognosewert weist eine Streuung auf, die in den Berechnungen ebenfalls berücksichtigt werden kann.



**Abbildung 9** Beispielhafte Darstellung zur Prognose der Eigenfrequenz des DC2 Towers mit den permanent erfassten Schwingungsmessdaten

Mit jedem zusätzlichen Messtag bzw. mit jeder zusätzlichen Messinformation wird der Prognosewert

der Eigenfrequenzen für den Endzustand genauer und die Prognoseunsicherheit dadurch geringer. Ziel ist es, möglichst frühzeitig (z.B. bereits nach Fertigstellung von  $\frac{1}{4}$  der Gebäudehöhe, d.h. von 14 Geschossen) einen genauen Wert für die Eigenfrequenzen des DC2 Towers im Endzustand zu erhalten. Dies sollte insbesondere durch die Miteinbeziehung des räumlichen FE-Modells gelingen. Eine zuverlässige Aussage bezüglich der möglichen Ermittlung der Eigenfrequenzen im Endzustand durch alleinige Analyse der Schwingungsmessdaten, die bei  $\frac{1}{4}$  der Gebäudehöhe generiert werden, ist jedoch erst nach Installation und detaillierter Analyse der aufgezeichneten Messdaten möglich. Diese Arbeiten werden erst ab September 2024 bis ca. Ende 2024 durchgeführt. Hauptkriterium ist hierbei, dass bei  $\frac{1}{4}$  der Gebäudehöhe mit der alleinigen ambienten Schwingungsanregung des Hochhauses ein auswertbarer Schwingungszustand erzielt wird.

## 6 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wird der komplette experimentelle Aufbau für die Erforschung des Schwingungsverhaltens des Wohnhochhauses DC2 Tower in Wien erläutert.

## 7 Literatur

- [1] Müllner, H.W., Steiner, A. Steiner: *Hochhaus Q-Tower – gelebte Innovation*, Vorträge am Baukongress 2024, Heft 79 der Schriftenreihe der Österreichischen Bautechnik Vereinigung, 54-55, 2024
- [2] Windl, R., Verfahren zur Messung der Ausrichtung zwischen zwei Körpern, Patent AT 522926 A1, 2021
- [3] Müllner, H.W., Kremnitzer, P.: *Consideration of Long-term Material Behavior on Numerical Design of Concrete Skyscrapers by means of In Situ Measurements*, Proceedings of the 13th Central European Congress on Concrete Engineering, 77-92, 2022
- [4] Wacker Ingenieure: *Donau City – Tower 2 (DC2)*. Windgutachten: Ermittlung der Bemessungswindlasten für das Hochhaus inklusive Untersuchung der dynamischen Windlasten und der Beschleunigungen, 2019

# clone:it - Revolutionierung der Bewehrungskontrolle auf der Baustelle durch interaktive Nutzung des BIM-Modells

Paul Wegerer, Liebhard Mattuschka  
*clone:it GmbH, Österreich*

Timur Uzunoglu, Thomas Markus Laggner  
*convex ZT GmbH*

## KURZFASSUNG:

clone:it ist eine innovative Baustellen-App, die BIM-Modelle mit Augmented Reality (AR) verbindet, um die Bewehrungskontrolle auf der Baustelle zu revolutionieren. Durch die intuitive 3D-Visualisierung des BIM-Modells auf dem Handy oder Tablet können Bauleiter, Bauaufsichtspersonal und Ausführende sofort erkennen, ob die ausgeführte Bewehrung dem planmäßig angedachten Zustand entspricht. Abweichungen können direkt in der App am 3D-Modell markiert, dokumentiert und zur Nachbesserung übergeben werden, was die Qualität der Bewehrungsverlegung sichert sowie Zeit und Kosten spart. Die App bietet darüber hinaus Funktionen zur Erstellung von 3D-Scans der Baustelle, zur Verortung von Bauteilen und zur Verknüpfung von Informationen mit dem BIM-Modell. Dies ermöglicht eine lückenlose Dokumentation des Baufortschritts und eine effiziente Kommunikation aller Projektbeteiligten. Die clone:it App ist ein wertvolles Werkzeug für die Bauindustrie, dass die Qualitätssicherung und Effizienz auf der Baustelle deutlich verbessert.

## 1 Einleitung

Die Bauindustrie steht vor einem tiefgreifenden Wandel. Traditionelle, oft manuelle Prozesse werden zunehmend durch digitale Technologien ersetzt. Dieser Wandel wird durch die steigenden Anforderungen an Effizienz, Qualität und Nachhaltigkeit getrieben. Ein Schlüsselbereich dieser digitalen Transformation ist die Baustelle selbst. Während die Planung von Bauprojekten digital ist und zunehmend durch detaillierte Infos im Building Information Modeling (BIM) erweitert wird, hinkt die Ausführung auf der Baustelle hinterher.

Ein Bestandteil der digitalen Revolution des Bauens ist der Einsatz von Robotik (siehe bspw. [1]) sowie die Automatisierung bspw. durch modulare Werksfertigung wie in [2] gezeigt. Hierbei übernehmen die Maschinen immer komplexere Aufgaben und steigern so die Produktivität und Präzision auf der Baustelle. Doch die Digitalisierung geht noch weiter. Augmented Reality (AR) und Künstliche

Intelligenz (KI) eröffnen neue Möglichkeiten, um die Qualität des Bauens zu sichern, den Baufortschritt zu überwachen und Prozesse zu optimieren (vergleiche bspw. [3] und [4]).

Die clone:it App [5] nutzt diese Technologien, um eine digitale Bewehrungskontrolle zu realisieren. Durch die Projektion digitaler Modelle auf die reale Baustelle und die automatisierte Erkennung von Bewehrungseisen wird eine präzise und effiziente Qualitätskontrolle ermöglicht.

## 2 Revolutionierung der Bewehrungskontrolle und die papierlose Baustelle

Ein zentraler Aspekt der Qualitätssicherung im Stahlbetonbau ist die korrekte Ausführung der Bewehrung. Traditionell erfolgen die Verlegung sowie die spätere Kontrolle der Bewehrung anhand von zweidimensionalen Plänen. Komplexe Geometrien des Bewehrungskorbes oder die Reihenfolge der

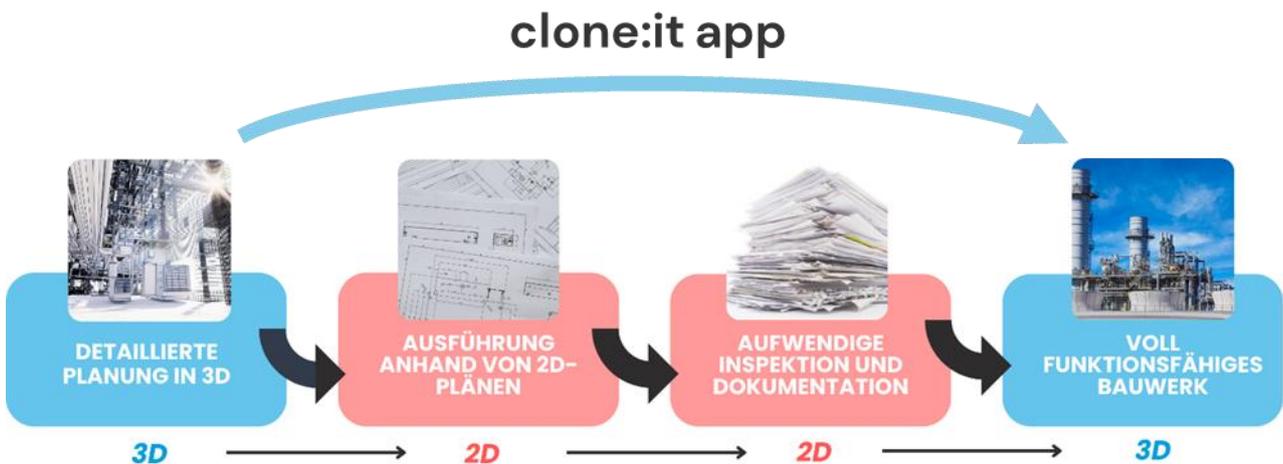


Abbildung 1 Prozess der Bewehrungsplanung zur Ausführung vom 3D-BIM-Modell zum realen Bewehrungskorb

Positionen zur Montage, werden manchmal in der Praxis, in den zu verwendenden 2D Plänen, nicht korrekt bzw. eindeutig beschrieben. In der Planung selbst ist mittlerweile der 2D Plan nur mehr das Nebenprodukt des Modells und darunter leidet auch die Qualität der Planerstellung, da ausfahrungsrelevante Informationen noch zusätzlich manuell beschriftet werden müssen und die Darstellung hinsichtlich Lesbarkeit und geltenden Standards überarbeitet werden muss. Gleichzeitig werden die komplexen Angaben, basierend auf den komplexeren Bauwerken teilweise auch durch die Ausführenden missinterpretiert, wodurch Baufehler entstehen. Gleichzeitig kann eine Eigenkontrolle des Baustellenpersonals nicht weiterhelfen, womit die externe Bewehrungsabnahme entscheidend ist. Diese anspruchsvolle Aufgabe der analogen optischen Überprüfung der Bewehrung vor Ort fordert Erfahrung und Konzentration des Aufsichtspersonals. Teilweise sind Stellen geometrisch nur zum Teil einsehbar und infolge des Zeitdrucks können Fehlstellen übersehen werden. Geeignetes erfahrenes Personal für die Bewehrungsabnahmen ist nur begrenzt verfügbar. Insgesamt bedeutet es, dass die bisherige Vorgehensweise mittels 2D Plänen und der analogen optischen Kontrolle fehleranfällig und zeitaufwendig ist.

Der Prozess der Bewehrungsplanung zur Ausführung vom 3D-BIM-Modell zum realen Bewehrungskorb ist in Abbildung 1 schematisch dargestellt. Wie ersichtlich wird, sollte als Lösung des Problems die Ableitung von 2D Plänen und die papiermäßige Dokumentation eliminiert werden. Hierzu wird direkt von der 3D Bewehrungsplanung

über die AR-Visualisierung der clone:it App der reale räumliche Bewehrungskorb bauseits erstellt. Als Beispiel des digitalen AR-unterstützten Bewehrungsabgleichs mit der clone:it App wird in Abbildung 2 die Anwendung bei einer Bodenplatte in einem Industriebau gezeigt.

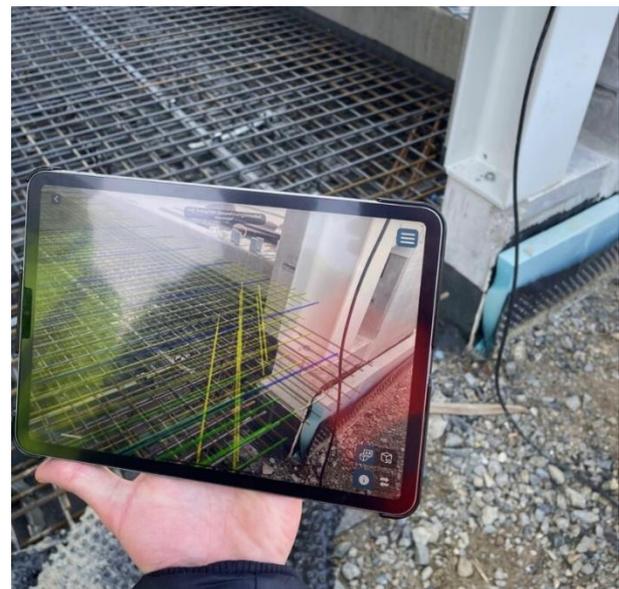


Abbildung 2 Beispiel zum digitalen AR-unterstützten Bewehrungsabgleich einer Bodenplatte in einem Industriebau

Es ist dabei zu beachten, dass als Grundlage für den Abgleich die 3D Planung des BIM Modells selbst gewissenhaft durchgeführt werden muss. Das Ziel ist eine papierlose (digitale) Baustelle und keine planlose Baustelle.

Die bisher anspruchsvolle Überprüfung und Dokumentation der Bewehrung vor Ort kann durch den Einsatz der clone:it App basierend auf der

Kombination von AR-Visualisierung und AI-Interpretation der Bilddaten wesentlich vereinfacht werden. Ebenso erfolgt diese in einer höheren Qualität. Entscheidend für den Erfolg dieses neuen Ansatzes ist, dass als Hardware nur handelsübliche Commodity-Geräte wie iPad oder iPhone benötigt werden (vergleiche Abbildung 2). Pilotprojekte haben den Einsatz von AR-Brillen untersucht, um das BIM-Modell in das Sichtfeld der Bauarbeiter und Führungskräfte zu bringen. Allerdings hat sich herausgestellt, dass diese Lösungen nicht praxistauglich sind. Schlechte Lichtverhältnisse oder Erschütterungen sind auf Baustellen alltäglich und machen diesen teuren Hardware zu schaffen. Smartphones und Tablets sind hingegen bereits auf Baustellen vorhanden und deren Umgang ist den meisten Personen vertraut. Eine Cloud-Lösung der App als Speicher ermöglicht einen einfachen Zugang zu den entsprechenden zu aktualisierenden Datensätzen. Hierbei werden unterschiedliche Zugangsberechtigungen bzw. Funktionen vergeben und nur einzelne Themengebieten den verschiedenen Akteuren freigegeben. Die für die KI notwendigen Berechnungen werden ebenfalls mittels Cloud Computing durchgeführt, um die Anforderungen an das Endgerät gering zu halten.

Folglich kann durch die simple Installation der clone:it App auch zusätzlich eine direkte Eigenkontrolle des Baustellenpersonals erfolgen. Die finale Abnahme der Bewehrung sollte aber auch in Zukunft von geeignetem externen Fachpersonal erfolgen. Hierbei kann die clone:it App als Unterstützung herangezogen werden und die durch das Bauen bedingten, immer vorhandenen Abweichungen, schneller aufzeigen. Die Experten müssen sich daher nicht mit der textlichen und bildlichen Dokumentation beschäftigen, sondern können ihre Kompetenz in die Bewertung und Lösung von aufgetretenen Problemen bzw. Abweichungen stecken. Die mit der clone:it App gewonnenen Scandaten, sichern die Qualität des Bauwerks und können darüber hinaus auch in zukünftigen Bauwerksadaptionen berücksichtigt werden.

Der nachfolgende Abschnitt beleuchtet die Funktionen der clone:it App sowie die Herausforderungen und Lösungen der papierlosen Baustelle, basierend auf aktuellen Entwicklungen und praktischen Erfahrungen aus Pilotprojekten.

### 3 Appfunktion clone:it

#### 3.1 Inform

Das Modul Inform ermöglicht es, 3D BIM Modelle direkt auf der Baustelle im 3D-Viewer anzusehen oder mit AR in die Realität zu projizieren. Hierbei kann die AR-Projektion in der realen Modellgröße (Maßstab 1:1) oder in einem beliebigen Maßstab erfolgen (siehe Abbildung 3). Durch diese Visualisierung wird eine einfache, intuitive und präzise Informationsbeschaffung durch Interaktivität mit dem Modell ermöglicht.

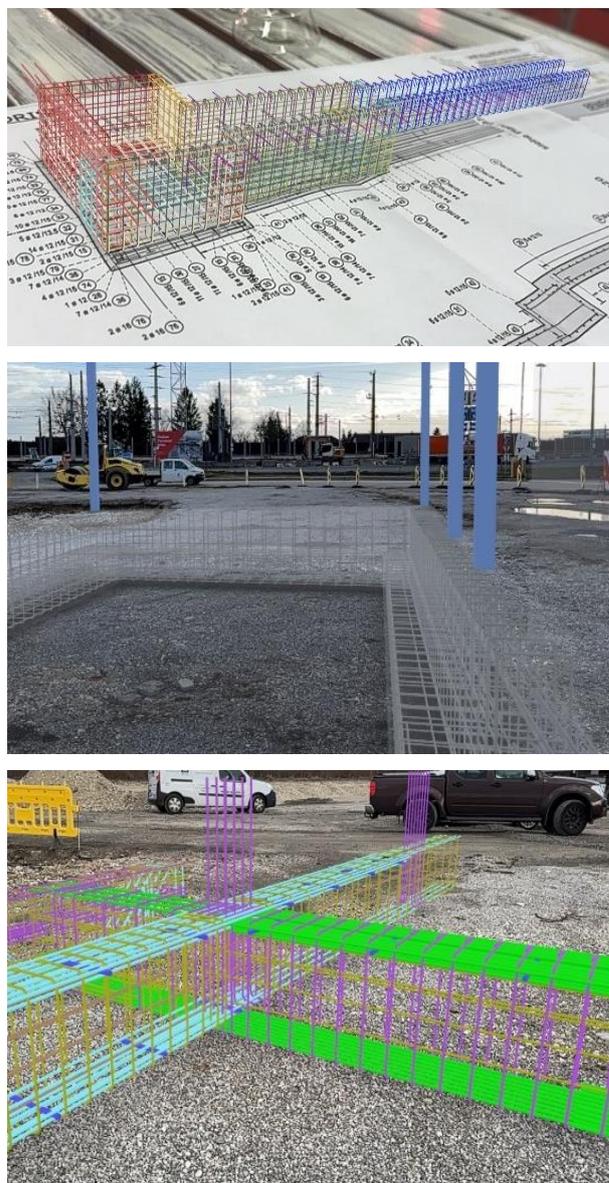


Abbildung 3 Beispiele für AR-Projektionen (oben: verkl. Maßstab auf den 2D-Plan; mittig & unten: 1:1 Modell auf der Baustelle)

Ausführungsrelevante Informationen wie Durchmesser, Anzahl, Abstand und Positionsnummer können durch einen Klick auf die Eisen abgerufen werden. Diese Lösung erleichtert somit das Verlegen der Bewehrung, indem die räumlichen Lagen dargestellt werden.

Das dreidimensionale BIM-Modell kann über eine Ordnerstruktur in der App oder über QR-Codes aus dem Cloudspeicher geöffnet werden. Die Pilotprojekte zeigen, dass der Zugriff über die Ordnerstrukturen, im speziellen bei Großprojekten, nicht für alle intuitiv gestaltet werden können. Vielmehr haben die QR-Codes Vorteile, da man direkt zum gewünschten Modell kommt. Bei bisher gewöhnlichen Baustellen mit Papierplänen, wird der QR-Code am Plankopf abgedruckt. Für die Entwicklung zur digitalen Baustelle wurde das Modellbuch als Booklet in Größe eines Smartphones entwickelt (vergleiche Abbildung 4). Jede Seite zeigt ein Bauteil und über den QR-Code kommt man zum richtigen stets aktuellen Planungsmodell. So hat jeder Facharbeiter und jede Führungsperson immer den aktuellen Planstand in der Hosentasche.



Abbildung 4 Modellhandbuch zur einfachen stets aktuellen Transmission der digitalen 3D BIM Modelle auf die Baustelle

### 3.2 Compare

Die clone:it Compare-Funktion dient vor allem der Bauaufsicht zur dokumentierten Abnahme und kann als Erweiterung der Funktion Inform gesehen werden. Mit AR wird das Planungsmodell mit der erstellten Konstruktion überlagert. Es erfolgt die augenscheinliche Kontrolle der Vollständigkeit und Lagerichtigkeit. In Abbildung 5 wird als Beispiel die Überlagerung der Bewehrung eines hochbewehrten Wandanschlusses gezeigt.



Abbildung 5 Vergleich des Soll-Zustandes mit dem Ist-Zustand bei einem Wandanschluss

Abweichungen zwischen Soll und Ist, können vom Fachpersonal direkt am BIM-Modell in der App, durch das Hinzufügen von Kommentaren dokumentiert werden. Abschließend wird automatisiert ein Bewehrungsabnahmeprotokoll erstellt (vergleiche Abbildung 6).

**BEWEHRUNGSABNAHME PROTOKOLL**

Projekt:

Bauteil:

Bauteilnummer:

Datum/Zeit:

Abgenommen durch:

Baufirma\* (für Logo hier)

5067 24052023

3D-Visualisierung

| Durchgeführte Überprüfungen | Ergebnis |
|-----------------------------|----------|
| Vollständigkeit             | ✗        |
| Durchmesser                 | ✗        |
| Abstände                    | ✗        |
| Winkligkeit                 | ✗        |
| Übergreifungslängen         | ✓        |
| Ausparrungen                | ✓        |
| Betondeckung                | ✓        |
| Sauberkeit                  | ✓        |

| Positionsnummer | Anmerkung                          |
|-----------------|------------------------------------|
| 1               | Bewehrungsstab fehlt               |
| 1               | Verdrehter Bewehrungsstab          |
| 1               | Übergreifungslänge                 |
| 17              | Bewehrungsstab fehlt               |
| 17              | Abstand zwischen Stäbe passt nicht |

Unterschrift: \_\_\_\_\_

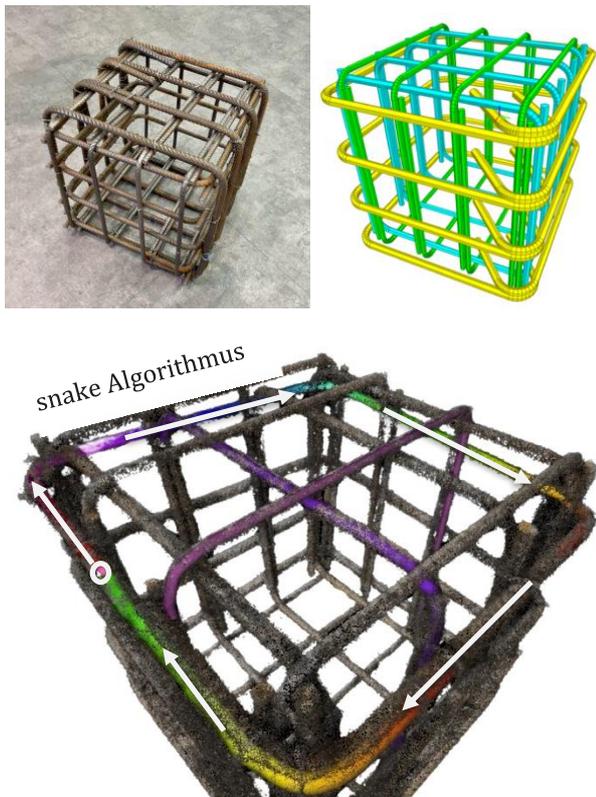
Ort und Datum: \_\_\_\_\_

Seite 1 von 1

Abbildung 6 Beispiel eines möglichen Bewehrungsabnahmeprotokolls

### 3.3 Capture

Mit der clone:it Capture-Funktion erfolgt ein 3D-Scan mittels der Video- sowie Beschleunigungsdaten des Endgeräts. Hierfür wurden verschiedenen Technologien getestet, darunter der LiDAR-Scanner des iPhones. Jedoch zeigten die Tests, dass die NeRF-Technologie [6] (Neural Radiance Fields) in der Lage ist, die robustesten Punktwolken zur Erkennung von Bewehrungsstäben mit geringen Datenmengen, im speziellen bei schlechten Lichtverhältnissen, zu erzeugen. Durch die NeRF-Technologie können teilweise auch nicht einsehbare Flächen, durch die KI-basierte Berechnung konstruiert werden, was große Vorteile bei dichten verwinkelten Bewehrungskörben hat. Aus den berechneten 3D Punktwolken werden dann die semantischen Informationen rückabgeleitet. Die Entwicklung wurde in Kooperation mit dem außeruniversitären Forschungsinstitut VrVis GmbH [7] aus Wien sowie der SE3 Labs GmbH [8] aus München durchgeführt.



**Abbildung 7** Beispiel Bewehrungswürfels (links oben: realer Würfel; rechts oben: BIM-Modell; unten: Punktwolke zur Rekonstruktion der semantischen Informationen via snake Algorithmus)

Als Beispiel für einen Scan mit der Funktion compare in der clone:it App, wird in Abbildung 7 ein Bewehrungswürfel dargestellt. Links oben ist dabei der Würfel als Foto der Realität zu sehen und rechts oben das 3D BIM Bewehrungsmodell (ifc-file). Unten mittig ist die durch den Scan berechnete 3D Punktwolke abgebildet. In dieser Punktwolke wird exemplarisch dargestellt, dass mit Hilfe eines eigens entwickelten snake Algorithmus, ein umlaufender Bügel erfasst wird und damit die semantischen Informationen wie Durchmesser, Längen, Form, Abstände und weiteres via einer KI-Dateninterpretation gewonnen wird. Dieser Ablauf ist in Tests bereits erfolgreich, muss aber noch für eine zuverlässige, schnelle, automatisierte und praktische Anwendung optimiert werden. Ziel ist es, dass die Funktion den Abgleich zwischen Realität bzw. berechneten Scan und dem digitalen 3D BIM Modell durchführt und Rückmeldungen zu Problemstellen gibt. Damit wird auch die Qualitätskontrolle der Bewehrung im digitalen Zeitalter angekommen sein.

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

Der vorliegende Beitrag zeigt, wie digitale Methoden auf der Baustelle genutzt werden können, um die Bewehrungsarbeiten zu revolutionieren. Traditionelle, optische Überprüfungen der Bewehrung mit papiermäßiger Dokumentation sind oft fehleranfällig und zeitaufwendig.

Die clone:it App stellt eine digitale Plattform als Lösung für die wesentlichen Herausforderungen mit effizienten Antworten dar. Durch die Projektion des digitalen BIM-Modells auf die reale Baustelle mittels AR ermöglicht die App eine direkte und interaktive Visualisierung der Bewehrung. Dies erlaubt eine präzise Überprüfung der Übereinstimmung zwischen Planung und Ausführung. Abweichungen können sofort erkannt und dokumentiert werden. Das Modellbuch dient als simpler Cloud-Zugang zu allen relevanten Modellen und Dokumenten, welche für die Bauarbeiten wesentlich sind.

Ein weiteres Highlight ist die Integration von künstlicher Intelligenz (KI) zur automatisierten Erkennung von Bewehrungsstrukturen anhand von 3D-Scans. Diese Technologie ermöglicht eine objektive und effiziente Qualitätskontrolle.

Zusammenfassend bietet die clone:it App eine umfassende Lösung für die Herausforderungen zur Digitalisierung der Bewehrungsarbeiten bzw. der Bewehrungskontrolle. Durch die interaktive Nutzung des BIM-Modells und dem Einsatz innovativer Technologien wie AR und KI wird ein neuer Standard für Qualität in der Bauindustrie gesetzt.

Durch die kontinuierliche Weiterentwicklung dieser Technologien und Methoden kann die papierlose Baustelle zukünftig noch effizienter und fehlerfreier gestaltet werden, was zu einer erheblichen Steigerung der Produktivität und Genauigkeit im Bauwesen führen wird.

In [9] wird aufgezeigt, dass man durch die ständige Beobachtung der Betoneigenschaften, die im EC 2 [10] fixierten Teilsicherheitsbeiwerte über die Wahrscheinlichkeitsbetrachtung reduzieren kann. Basierend auf einem Bewehrungsscan jedes Bauteils mitsamt der automatisierten Kontrolle der Lage lassen sich andere im EC 2 [10] definierte Sicherheitsbeiwerte, wie bspw. das Vorhaltemaß für Betondeckung oder ggf. auch teilweise die allgemeine Modellunsicherheit reduzieren.

Zukünftige Weiterentwicklungen der clone:it App werden folgenden Themen adressieren:

- Optimierung der Bilddaten

Ein Ziel ist es, die Größe der Bilddaten zu minimieren und dennoch dichte Punktwolken für die semantische Rekonstruktion zu erzeugen. Dies könnte die Rechenzeiten weiter verkürzen und die Anwendung auch auf größere Bewehrungsstrukturen ermöglichen, wodurch die praktische Anwendbarkeit der Technologie auf der Baustelle erhöht wird.

- Weiterentwicklung der NeRF-Methoden

Zukünftig sollen weitere NeRF-basierte Methoden evaluiert werden, die sich auf spezifische Anwendungsfälle spezialisieren, wie große und ungebundene Szenen, Bildqualität, wenige Eingangsbilder oder Online-Training. Diese Spezialisierungen könnten die Genauigkeit und Effizienz der Rekonstruktion weiter verbessern.

- Verbesserung der Benutzerführung

Ein weiterer Fokus liegt auf der Entwicklung von Benutzerführungen, die sicherstellen, dass alle relevanten Teile der Struktur erfasst werden. Visuelles

Feedback während der Aufnahme könnte eine gleichmäßige Verteilung der Kameraposen gewährleisten, was die Qualität der Datenerfassung und somit der 3D-Rekonstruktion verbessert.

## 5 Literatur

- [1] Hu, R., Pan W., Iturralde, K., Linner, T, Bock, T.: *Construction Automation and Robotics for Concrete Construction: Case Studies on Research, Development, and Innovations*, Proceedings of the 40th ISARC, Chennai, India, 2023
- [2] Lieb, H., Tue, N. V., Laggner, T. M.: *Modulare Konstruktionen im Hoch- und Brückenbau*, 5. Grazer Betonkolloquium 2022
- [3] Wegerer, P.: *Automatisierte Baufortschrittsüberwachung und eine Real-Time Terminplanaktualisierung*, Diplomarbeit, FH Joanneum, 2023
- [4] Mattuschka, L.: *Digitale Abrechnungsdokumentation – Entwicklung eines digitalen und transparenten Abrechnungsprozesses am konkreten Sanierungsbeispiel A9 Pyhrn Autobahn*, Diplomarbeit, FH Joanneum, 2023
- [5] clone:it GmbH: <https://www.cloneit.at>
- [6] Klenk, S., Koestler, L., Scaramuzza, D., Cremers, D.: *E-nerf: Neural radiance fields from a moving event camera*, In IEEE Robotics and Automation Letters, IEEE, volume 8, 2023
- [7] VRVis Zentrum für Virtual Reality und Visualisierung Forschungs-GmbH: <https://www.vrvis.at/>
- [8] SE3 Labs GmbH: <https://se3.ai/de/>
- [9] Tue, N. V., Hoang, K. H.: Mehr Wissen, größere Stichproben, 6. Grazer Betonkolloquium 2024
- [10] EN 1992-1-1, Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

# Thermochrome Materialien für energie-adaptive Fassaden

Isabel Galan

*Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie, Technische Universität Graz, Österreich*

Katrin Lontschar

*Institut für Angewandte Geowissenschaften, Technische Universität Graz, Österreich*

Gloria Perez

*Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción, CSIC, Spanien*

Florian Mittermayr

*Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften, Universität Innsbruck, Österreich*

## KURZFASSUNG:

Eine Möglichkeit, den Energiebedarf in städtischen Gebieten zu reduzieren, besteht darin, die Leistung von Gebäudehüllen zu verbessern. Dies kann durch die Anwendung von Materialien mit thermochromen Eigenschaften auf Dächern oder Fassaden erreicht werden, um die Innentemperatur zu optimieren. In diesem Beitrag wurden Systeme mit thermochromem VO<sub>2</sub> und Zement untersucht. Tests mit schnellerstarrendem Zement und wolframdotiertem VO<sub>2</sub> zeigen vielversprechendere Ergebnisse: (i) die Verzögerung der Hydratation wird verkürzt, und (ii) die Auslaugung von Vanadium wird verringert. Die Integration von VO<sub>2</sub> in die Matrix führt zu einem thermochromen Verhalten mit Reflexionsunterschieden im IR Bereich bei Temperaturen um 25 °C.

## 1 Einleitung

Eine der vielen negativen Folgen des Klimawandels ist der erhöhte Energiebedarf zur Aufrechterhaltung angenehmer Innenbedingungen in Gebäuden. Der Bedarf an Klimaanlage im Sommer und Heizung im Winter sowie die damit verbundenen Treibhausgasemissionen nehmen stetig zu. Eine vielversprechende Lösung ist die Verwendung von thermochromen (TC) Materialien, die durch Änderung ihrer optischen Eigenschaften die aufgenommene/übertragene Strahlung regulieren können.

### 1.1 Thermochrome Materialien

TC-Materialien ändern je nach Temperatur ihre Farbe oder optischen Eigenschaften im IR-, sichtbarem oder UV-Bereich (Abbildung 1). Sie können bei Kälte mehr Wärmestrahlung der Sonne absorbieren bzw. bei Hitze mehr Strahlung reflektieren, was Überhitzung verhindert und die Energieeffizienz von Gebäuden verbessert [1]. Obwohl sich die Entwicklungen in der jüngsten Vergangenheit

hauptsächlich auf intelligente Fenster und Verglasungen konzentriert haben [2,3], zeigen TC-Materialien auch Potenzial in Tinten, Textilien und Asphalt [4–6]. Organische Leuco-Farbstoff-basierte TC-Materialien, die beim Erhitzen farblos werden, wurden für Fassaden und Dächer entwickelt. Diese Farbstoffe haben sich bis jetzt als noch nicht langlebig unter Sonneneinstrahlung erwiesen. Die Wirkung nimmt über die Zeit ab, außerdem führen Temperatur-, Druck- oder Feuchtigkeitsänderungen zu Schwankungen [7,8].

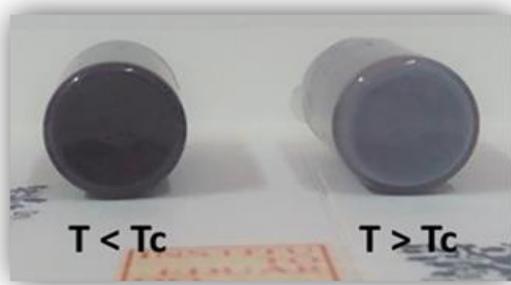


Abbildung 1. Farbänderung aufgrund von Temperaturänderungen in thermochromen Farbstoffe [9].

### 1.2 Vanadiumoxid

VO<sub>2</sub>, ein Übergangsmetalloxid, durchläuft bei ~68°C einen reversiblen Metall-Isolator-Phasenübergang, von einer Hochtemperatur-Tetragonalphase (Rutil-Typ) zu einer Tieftemperatur-Monoklinphase beim Abkühlen [10]. Dieser Phasenwechsel führt zu unterschiedlichen optischen Eigenschaften.

Dieser Übergang kann durch Mischen von VO<sub>2</sub> mit anderen Verbindungen modifiziert werden, wie W, Ti, Mo, Nb, F, Mg [11–13], um Veränderungen näher an der Raumtemperatur zu ermöglichen und die Energieeffizienz von Gebäuden zu verbessern., wobei V-Atome durch Dotierstoffe in der Kristallstruktur ersetzt werden.

Im Gegensatz zu Leuco-Farbstoffen leidet anorganisches VO<sub>2</sub> nicht unter Dauerhaftigkeitsproblemen durch Sonneneinstrahlung und ändert nur seine optische Reaktion im IR-Bereich, wodurch sichtbare Farbänderungen vermieden werden.

### 1.3 VO<sub>2</sub>-Zement Systeme

Neue Studien zeigen, dass VO<sub>2</sub> in zementöse Bindemittelsysteme integriert werden kann, indem eine Suspension während der frühen Hydratationsphasen auf die Oberfläche gesprüht wird. Diese Methode kann jedoch zu ungleichmäßiger Verteilung und Abplatzungen führen [14,15]. Langzeitstabilität und Leistung von VO<sub>2</sub>-Zementsystemen sind noch nicht vollständig erforscht. Es ist wichtig, das Auslaugen von VO<sub>2</sub> zu minimieren, da einige V-Verbindungen giftig sind, um Umweltrisiken zu reduzieren.

In diesem Beitrag wird über die mögliche Integration von VO<sub>2</sub>-Partikeln in zementöse Bindemittelsysteme berichtet.

## 2 VO<sub>2</sub> in CEM I-Systemen

### 2.1 Materialien und Methoden

Zementleimproben wurden mit CEM I 42.5R-Zement und 0,4 Wasser/Bindemittel-Verhältnis hergestellt. Als thermochromatischer Zusatzstoff diente Monoklines VO<sub>2</sub>-Pulver mit einer Übergangstemperatur von 67/63,5 °C und eine BET-Oberfläche von 2,3 m<sup>2</sup>/g, mehr als doppelt so hoch wie die des Zements. 9% VO<sub>2</sub>, bezogen auf das gesamte Bindemittel, wurde zugesetzt. Im Anschluss wurde die Wärmentswicklung während der frühen Hydratation untersucht. Nach 28 Tagen Feuchtlagerung wurden die Proben hinsichtlich Porenlösung, Druckfestigkeit und thermochromatische Reaktion, untersucht.

### 2.2 Einfluss der VO<sub>2</sub>-Zugabe auf die Hydrationsreaktion, Festigkeit und optische Eigenschaften

Die Zugabe von 9 % VO<sub>2</sub> zu Zementleimen verzögerte die frühe Hydrationsreaktion erheblich und verlängerte die Induktionsphase um über 20 Stunden. Das VO<sub>2</sub> reduzierte die Gesamtwärmeentwicklung in den ersten 6 Tagen (Abbildung 2).

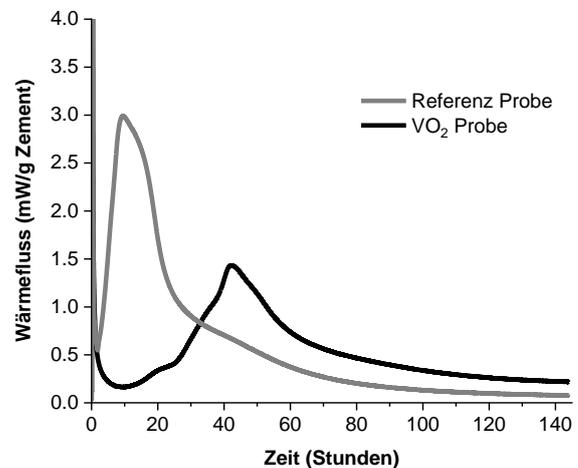


Abbildung 2. Wärmeentwicklung von CEM I Leimproben mit und ohne VO<sub>2</sub> (adaptiert von [16]).

Die anfängliche Calcium- und Schwefelkonzentration war in der Porenlösung der VO<sub>2</sub>-Probe deutlich höher als in der Referenzprobe, was auf eine Hemmung der Calciumfixierung in festen Hydratphasen bzw. der Präzipitation von Portlandit und C-S-H-Phasen hinweist [16].

Die Reaktivierung der Hydratation zu einem späteren Zeitpunkt und die verzögerte Bildung von C–S–H Phasen führte aber sogar zu einer etwas höheren Druckfestigkeit nach 28 Tagen (Abbildung 3). Die Anwesenheit von VO<sub>2</sub> Partikeln führte zu einer Verfeinerung der Porenstruktur [16].

VO<sub>2</sub> blieb stabil in der Zementmatrix, was die thermochrome Funktionalität sicherstellte. Die thermochrome Eigenschaft wurde mit einer abrupten Variation der Reflexion bei ~54 °C und dem damit verbundenen Phasenübergang bestätigt [16].

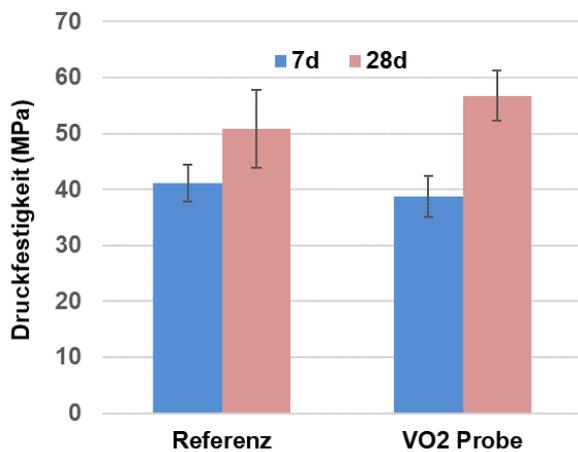


Abbildung 3. 7 und 28 Tage Festigkeit von Leimproben mit und ohne VO<sub>2</sub> (adaptiert von [16]).

### 3 VO<sub>2</sub> in schnell erstarrenden PC Systemen

#### 3.1 Materialien und Methoden

Für die Experimente wurde ein schnell erstarrender Zement mit niedrigem Sulfatgehalt (Spezialbindemittel SF, Schretter & Cie) gewählt. Drei Arten von Vanadiumdioxid (VO<sub>2</sub>) wurden den Mischungen zur Erreichung thermochromer Eigenschaften hinzugefügt: kommerzielles VO<sub>2</sub> (VO<sub>2</sub>-com), hydrothermal synthetisiertes VO<sub>2</sub> (VO<sub>2</sub>-syn) und Wolfram-dotiertes VO<sub>2</sub> (W-VO<sub>2</sub>). Der W/B Wert betrug 0,45 für alle Proben. Um die Verteilung der VO<sub>2</sub>-Partikel in der Matrix zu verbessern, wurde eine Emulsion aus Fließmittel und Öl hergestellt und für ausgewählte Proben getestet.

Zusätzlich zu der Hydratationswärme mittels isothermer Kalorimetrie und optische Reflexionsmessungen wurden Leaching-Experimente durchgeführt, wobei die Gesamtelementkonzentrationen in den Flüssigphasen mittels Induktiv gekoppelte Plasma-Optische Emissionsspektrometrie (ICP-OES) bestimmt wurde.

#### 3.2 Hydratation und Erhärtung

Um die verzögerte Hydratation zu umgehen, wurde ein Bindemittel mit schneller Erstarrung für die Experimente ausgewählt. Unterschiedliche Partikelgrößen und Morphologien der VO<sub>2</sub>-Typen führen zu verschiedenen Verhaltensweisen. Eine Verzögerung des Haupt-Hydratationspeaks aufgrund von VO<sub>2</sub>-Zugabe von ~7 Stunden für VO<sub>2</sub>-com und ~2 Stunden für W-VO<sub>2</sub> konnte beobachtet werden (Abbildung 4). VO<sub>2</sub>-syn führte zur vollständigen Hemmung der Haupt-Hydratationsreaktionen.

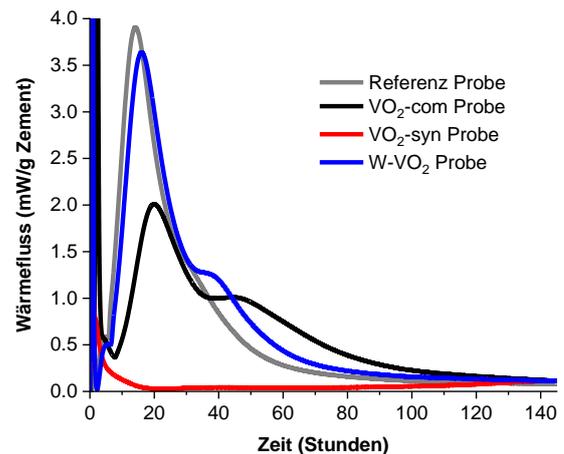


Abbildung 4. Wärmeentwicklung der Proben mit schnellerstarrendem Zement: Referenz (ohne VO<sub>2</sub>), mit kommerziellem, synthetischem und W-dotiertem VO<sub>2</sub> (adaptiert von [17]).

Kleinere VO<sub>2</sub>-Partikel (VO<sub>2</sub>-com und VO<sub>2</sub>-syn) zeigten eine stärkere Wechselwirkung mit der Zementhydratation als größere W-VO<sub>2</sub>-Partikel. Das W-dotierte VO<sub>2</sub> hatte eine geringere Reaktivität und beeinflusste die Hydratation weniger stark, möglicherweise auch aufgrund seiner glatteren Oberfläche [17].

### 3.3 Auslaugung

Die VO<sub>2</sub>-Auslaugung aus der Zementmatrix könnte die Funktionalität durch Verringerung der thermochromen Eigenschaften und mögliche Umweltverschmutzung beeinträchtigen.

CEM I Proben zeigten höhere V-Auslaugungsraten als schnellerstarrenden Zement Proben (bis zu 80 mg/L vs. 18 mg/L) (Abbildung 5).

In schnellerstarrender Zement Proben wurden höhere Werte für Al, Ca, K, Na und S, aber niedrigere Werte für Si und V im Vergleich zu CEM Proben beobachtet. Proben mit Öl zeigten eine höhere Ca-Auslaugung, aber niedrigere K, Na, Si und V im Vergleich zu Proben ohne Öl ([17]).

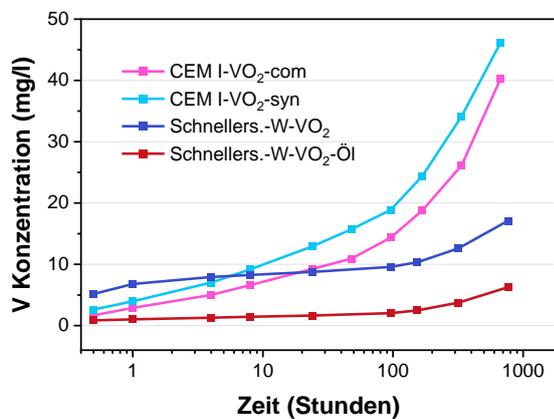


Abbildung 5. Vanadium Auslaugung von CEM I (mit VO<sub>2</sub>-com und VO<sub>2</sub>-syn) und schnellerstarrenden Proben (mit W-VO<sub>2</sub> und Öl) (adaptiert von [17]).

### 3.4 Optische Eigenschaften

Reflexionsspektren bei 20°C und 40°C der Proben mit schnellerstarrendem Zement, in die die W-VO<sub>2</sub> Partikel mittels einer Ölsuspension integriert wurde sind in Abbildung 6 dargestellt. Gut ersichtlich ist die höhere Reflexion bei 40°C gegenüber 20°C.

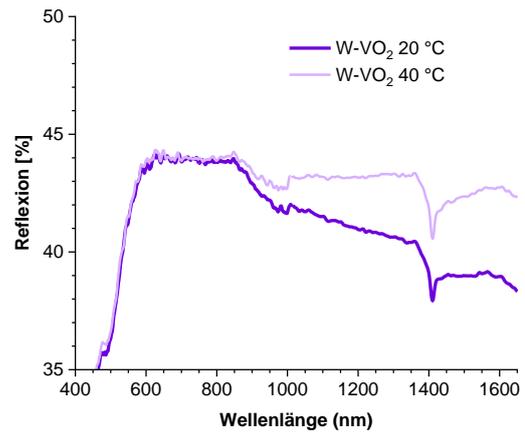


Abbildung 6. Reflexionsspektren der Proben mit schnellerstarrendem Zement und (im Öl-Emulsion integriert) W-VO<sub>2</sub> (adaptiert von [17]).

## 4 Zusammenfassung

Die gezeigten Änderungen der optischen Eigenschaften in Abhängigkeit der Umgebungstemperatur machen thermochrome zementöse Bindemittelsysteme attraktiv für den Einsatz in Gebäudehüllen. W-dotiertes VO<sub>2</sub> in Kombination mit schnellerstarrenden Zementsystemen bietet die beste Integration und Reflexionsdifferenz im relevanten Temperaturbereich. Weitere Untersuchungen zur Kompatibilität dieser Systeme und zum Einfluss von Öl auf die Hydratation, Festigkeit und Dauerhaftigkeit sind erforderlich.

Um die Auswirkungen thermochromer Bindemittelsysteme auf Gebäudehüllen besser bewerten zu können, sind Praxistests mit optischer und thermischer Überwachung erforderlich. Schnellerstarrende Zemente könnten sich eignen, wenn sie als dünne Schichten auf Gebäude aufgesprüht werden, und eine weitere Schutzschicht könnte das Leaching effektiv verhindern. W-VO<sub>2</sub> hat vielversprechendes Potential bei niedrigeren normalen Außentemperaturen (ca. 30°C) und könnte somit auch in milden Klimazonen zu Energieeinsparungen beitragen.

## 5 Literatur

- [1] S. Garshasbi, M. Santamouris, *Using advanced thermochromic technologies in the built environment: Recent development and potential to decrease the energy consumption and fight urban overheating*, *Solar Energy Materials and Solar Cells* 191 (2019) 21–32.
- [2] C.G. Granqvist, *Recent progress in thermochromics and electrochromics: A brief survey*, *Thin Solid Films* 614 (2016) 90–96.
- [3] Y. Cui, Y. Ke, C. Liu, Z. Chen, N. Wang, L. Zhang, Y. Zhou, S. Wang, Y. Gao, Y. Long, *Thermochromic VO<sub>2</sub> for Energy-Efficient Smart Windows*, *Joule* 2 (2018) 1707–1746.
- [4] R. Kulčar, M. Friškovec, N. Hauptman, A. Vesel, M.K. Gunde, *Colorimetric properties of reversible thermochromic printing inks*, *Dyes and Pigments* 86 (2010) 271–277.
- [5] W. Zhang, X. Ji, C. Zeng, K. Chen, Y. Yin, C. Wang, *A new approach for the preparation of durable and reversible color changing polyester fabrics using thermochromic leuco dye-loaded silica nanocapsules*, *J Mater Chem C Mater* 5 (2017) 8169–8178.
- [6] O. Lima Jr., E. Freitas, P. Cardoso, I. Rocha Segundo, É. Margalho, L. Moreira, J.H.O. Nascimento, S. Landi Jr., J. Carneiro, *Mitigation of Urban Heat Island Effects by Thermochromic Asphalt Pavement*, *Coatings* 13 (2023) 35.
- [7] T. Karlessi, M. Santamouris, *Improving the performance of thermochromic coatings with the use of UV and optical filters tested under accelerated aging conditions*, *International Journal of Low-Carbon Technologies* 10 (2015) 45–61.
- [8] G. Pérez, V.R. Allegro, C. Alonso, F. Martín-Consuegra, I. Oteiza, B. Frutos, A. Guerrero, *Selection of suitable materials for the development of an innovative thermochromic Trombe wall*, *Advances in Building Energy Research* 15 (2021) 146–160.
- [9] G. Perez, V.R. Allegro, M. Corroto, A. Pons, A. Guerrero, *Smart reversible thermochromic mortar for improvement of energy efficiency in buildings*, *Constr Build Mater* 186 (2018) 884–891.
- [10] J.B. Goodenough, *The two components of the crystallographic transition in VO<sub>2</sub>*, *J Solid State Chem* 3 (1971) 490–500.
- [11] B.G. Chae, H.T. Kim, S.J. Yun, *Characteristics of W- and Ti-doped VO<sub>2</sub> thin films prepared by sol-gel method*, *Electrochemical and Solid-State Letters* 11 (2008) D53–D55.
- [12] R. Chen, L. Miao, C. Liu, J. Zhou, H. Cheng, T. Asaka, Y. Iwamoto, S. Tanemura, *Shape-controlled synthesis and influence of W doping and oxygen nonstoichiometry on the phase transition of VO<sub>2</sub>*, *Sci Rep* 5 (2015) 1–12.
- [13] H. Ji, D. Liu, H. Cheng, *Infrared optical modulation characteristics of W-doped VO<sub>2</sub>(M) nanoparticles in the MWIR and LWIR regions*, *Mater Sci Semicond Process* 119 (2020) 105141.
- [14] G. Perez, V. Serra, S. Garshasbi, F. Favoino, P. Sirvent, K.W. Shah, P. La Roche, I. Galan, M. Santamouris, *Innovative approaches to thermochromic materials for adaptive building envelopes*, in: 8th International Building Physics Conference (IPBC), Copenhagen, 2021.
- [15] P. Sirvent, G. Perez, A. Guerrero, *VO<sub>2</sub> sprayed cementitious materials for thermochromic building envelopes*, *Solar Energy* 243 (2022) 13–21.
- [16] G. Perez, I. Galan, J.L. García Calvo, K. Lontschar, A. Guerrero, *Chemical and physical effects of the addition of thermochromic VO<sub>2</sub> particles to cement*, *Mater Chem Phys* 322 (2024) 129587.
- [17] I. Galan, K. Lontschar, G. Perez, F. Mittermayr, *Implementation of thermochromic VO<sub>2</sub> in cementitious matrices: hydration, leaching and optical properties*, *Journal of Building Engineering* (under Review)



# Printbetondecken – Theorie, Versuche, Transfer in die Praxis

Bernhard Freytag

*Labor für Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität Graz, Österreich*

Georg Hansemann, Andreas Trummer, Stefan Peters

*Institut für Tragwerksentwurf, Technische Universität Graz, Österreich*

Christoph Holzinger

*Engelsmann und Peters Ingenieure*

## KURZFASSUNG:

Die Entwicklung von Hochbaudecken in materialsparender Bauweise ist ganz allgemein ein besonders wirkungsvoller Schritt für künftiges, klimabewusstes Bauen. Dies, weil die Decken 75% der benötigten Ressourcen eines Hochbautragwerks verbrauchen. Dank der 3D-Drucktechnologie mit Beton lassen sich sparsame, kraftfluss-optimierte mehrachsig gespannte Rippendecken, wie sie bereits in den 1970 Jahren gebaut wurden, nun auch in den 2020ern wirtschaftlich umsetzen. Die in diesem Beitrag vorgestellte Bauweise erlaubt eine Reduktion des CO<sub>2</sub>-Equivalents von Stahlbetondecken um ca. 35%. Dabei wird der, für die Verarbeitung mit etwas mehr Zement ausgestattete, Print-Beton nur für den Druck dünnwandiger, in der Konstruktion verbleibender Schalungskörper eingesetzt. Diese Schale übernimmt in der Nutzungsphase teilweise die Funktion der Betondeckung und trägt auch zur Steifigkeit im Gebrauchszustand bei. Anhand von zahlreichen experimentellen Untersuchungen der letzten 5 Jahre wird gezeigt, dass die nachhaltigen Printbetondecken der TU-Graz sowohl hinsichtlich ihres Tragverhaltens im Gebrauchs- und Versagenszustand als auch hinsichtlich Dauerhaftigkeit, Schallschutz und Brandschutz alle notwendigen Anforderungen erfüllen. Aus diesem Grund wurden die Forschungsergebnisse bereits in mehreren Bauprojekten erfolgreich umgesetzt.

## 1 Einleitung

Die Umsetzung der Pariser Klimaziele von 2015 stellt alle Akteurinnen des Bauwesens vor enorme Aufgaben bei gleichzeitig höchstem Zeitdruck. Die dringend notwendige radikale Reduktion, der durch das Bauwesen verursachten Emissionen, fordert ein schnelles Umdenken in verschiedensten Handlungsfeldern, dazu gehören auch emissionsärmere Baumethoden und -konstruktionen. Letztere benötigen nicht nur Innovationen in der Materialtechnologie und -erzeugung, sondern praxisnahe und wirtschaftliche Verfahren für die Umsetzung altbewährter Prinzipien, wie beispielsweise die Verwendung effizienter und filigraner Querschnitte. Stahlbeton ist in Europa der mit Abstand am meisten verwendete Baustoff, es kommt ihm daher diesbezüglich

eine besondere Bedeutung zu. Lastabtragende Bauteile wie Deckenkonstruktionen machen bis zu 75% der benötigten Ressourcen eines Hochbautragwerkes aus und bieten sich daher für Optimierungen in besonderer Weise an.

Vieles lässt sich dabei aus der Vergangenheit lernen, faszinieren doch die frühen Eisen- und Stahlbetonkonstruktionen bis heute durch Pioniergeist, Eleganz und Sparsamkeit. Allerdings hat die Verschiebung von Kostenanteilen hin zu hohen Lohnkosten und immer noch vergleichsweise niedrigen Materialkosten in den letzten Jahrzehnten das Erscheinungsbild sichtbar verändert. Unter hohem ökonomischem Druck wird zu oft die Optimierung des Materialverbrauchs zugunsten einfacherer Schalungen und damit schnellerer Bauzeiten aufgegeben. Dies führt zu einem höheren Ressourcenverbrauch als technisch eigentlich notwendig.

Der 3D Betondruck (3DCP) ist eine vielversprechende Innovation im Bauwesen und eng mit Prozessen der Digitalisierung verbunden. Erstmals in der Geschichte des Betonbaus ist es möglich, Bauteile herzustellen ohne auf einen separaten Schalungsbau angewiesen zu sein. Die ersten Jahre dieser immer noch jungen Technologie sind stark geprägt von der Suche nach Anwendungen. Diese erstrecken sich von geometrisch teilweise hochkomplexen Unikaten die den Vorteil der Schalungsfreiheit nutzen bis hin zu Großdruckanlagen welche anstreben, komplette Gebäudegrundrisse in kurzer Bauzeit bei gleichzeitig geringem Personaleinsatz zu verwirklichen. In [1] wird gezeigt, dass digitale Planungsmethoden und Produktionsverfahren bereits für die Praxis einsatzbereit sind.

Der Kern der hier vorgestellten Innovation besteht im 3D-Druck dünnwandiger unbewehrter Elemente aus Beton, welche sowohl die Funktion einer im Bauwerk verbleibenden Schalung als auch der Betonüberdeckung für Brandschutz und Dauerhaftigkeit in der fertigen Stahlbeton- „Kassettendecke“ übernehmen.

## 2 Konstruktionsgrundsätze und Bemessung

### 2.1 Allgemeines

Die oben beschriebenen 3D-gedruckten Elemente sind filigrane Aussparungskörper, die in Trogform hergestellt werden und auf der Baustelle mit der Öffnung nach unten auf einem konventionellen Schaltisch positioniert werden. Der Bereich zwischen den Aussparungskörpern wird anschließenden schlaff bewehrt und mit Normalbeton vergossen [2].

Die spezifische Herangehensweise und die dabei zu berücksichtigenden Planungsrandbedingungen, um die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der hier präsentierten Stahlbetonkassettendecken zu gewährleisten werden im Folgenden näher beleuchtet.

Das zentrale Prinzip ist sehr einfach und besteht darin, aus der Zugzone einer konventionellen Platte Beton zu entfernen und nur eine dünne Druckzone zu belassen. Die Dicke der durchgehenden Platte orientiert sich zum einen an den statischen Anforderungen aus der Biegebeanspruchung (Druckzonenhöhe im Querschnitt) und aus lokalen Beanspru-

chungen (Widerstand gegenüber Querkraftversagen) und andererseits an den bauphysikalischen Randbedingungen (Schallschutz). Aus den nachfolgend beschriebenen Referenzprojekten lässt sich ableiten, dass als Mindestmaß für die Plattendicke oberhalb der Aussparungskörper  $t_{\text{netto}} = 80 \text{ mm}$  ( $t_{\text{Brutto}} = 100 \text{ mm}$  inklusive der Printbetonschicht) angenommen werden kann. Dabei bleibt die ursprüngliche Stärke der vordimensionierten Stahlbetonflachdecke unverändert, um keine Veränderungen in der Geschoss- bzw. Gesamtgebäudehöhe zu verursachen. Diese Optimierung reduziert das Eigengewicht der Decke und spart Material, ohne die strukturelle Integrität zu beeinträchtigen.

### 2.2 Planungsrandbedingungen und Entwurf

Die Größe der Aussparungskörper kann gerade so groß gewählt werden, dass eine entsprechende Robustheit während des Transports, der Widerstand gegen den Betonierdruck und die Begehbarkeit während der Bauphase gewährleistet ist.

Als Obergrenze der Außenabmessungen im Grundriss kann die Größe einer Europalette (80 x 120 cm) empfohlen werden. Die Einhaltung dieser Grenze bringt folgende Vorteile mit sich:

- Die Wandungen halten ohne zusätzliche Verstärkung dem Betonierdruck stand, sofern die in [3] definierten Qualitätskriterien berücksichtigt werden.
- Das Gewicht der Aussparungskörper übersteigt in der Regel 50 kg nicht, sodass diese von zwei BauarbeiterInnen manuell versetzt werden können.
- Der Transport und die Logistik im Werk von Bauteilen auf Europalette erfordert keinerlei neue Infrastruktur

Unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen kann das Deckenlayout festgelegt werden. Dieses orientiert sich zu allererst natürlich an den äußeren Randbedingungen, wie Spannweiten, Auflagersituation wie Wand- und Stützenpositionierung. Aufgrund der Anwendung der digitalen 3D-Drucktechnologie kann das Layout der Kassettendecke im Grundriss sowohl als regelmäßige Rasterungen als auch mit Rippen, die dem Kraftfluss folgen, gestaltet werden.

## 2.3 Bemessung

Ziel des Gesamtkonzepts ist, dass Printbetondecken nahezu vollständig nach Eurocode 2 bemessen werden können [4]. Als Besonderheit ist hierbei hervorzuheben, dass dabei der Printbetonquerschnitt nicht für die Bemessung, sondern lediglich als Betondeckung herangezogen wird. Der Verbund zwischen Printbeton und Verguss kann als quasi monolithisch angesehen werden, was anhand von Haftzugversuchen verifiziert wurde [3]. Ein Mindestmaß von 15 mm Verguss zwischen Bewehrung und Printbeton stellt dabei sicher, dass die Kräfte aus dem Bewehrungsstahl in den Beton eingeleitet werden können. Die Berechnung und etwaige Modellierung wird also nur mit dem Netto- oder Vergussquerschnitt durchgeführt. Für die Bemessung bedeutet dies lediglich, dass die seitliche Betondeckung auf ein augenscheinlich niedriges Maß reduziert werden kann, was in weiterer Folge jedoch keine Auswirkungen auf die Bemessungsergebnisse hat. Der rechnerische Nachweis erfolgt daher analog einem klassischen Plattenbalken nach EC 2. Die Rippen- oder Kassettenhöhe wird dabei gleich hoch wie eine äquivalente Flachdecke gewählt, die Rippenbreite orientiert sich hauptsächlich an konstruktiven Randbedingungen wie der Bewehrbarkeit zwischen den Aussparungskörpern. So sind der Biegerollendurchmesser für die Biegeformen der Bügelbewehrung sowie der Abstand der Längsbewehrung zueinander als limitierende Größen für die Filigranität der Rippen maßgebend (siehe Abbildung 1). Das Größtkorn des Vergussbetons ist dementsprechend abzustimmen.

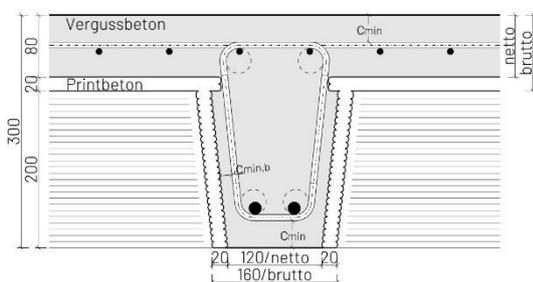


Abbildung 1 Schnitt einer typischen Printbetondecke im Bereich einer Rippe

Ziel bei der Bemessung der Querschnitte sollte stets die Reduktion der verwendeten Materialien sein. So wird durch das Weglassen der Betonvolumina das Eigengewicht der Struktur maßgebend reduziert. Dies ermöglicht in der Regel auch die Reduktion der

Bewehrung im Gesamtquerschnitt in einem ähnlichen Verhältnis wie die Betonreduktion, was in weiterer Folge bei der Bemessung der Rissbreiten und beim Brandnachweis berücksichtigt werden muss.

## 3 Experimentelle Verifikation

Zur Vorbereitung der Bauweise auf den Praxiseinsatz wurden vielfältige experimentelle Untersuchungen zu statisch konstruktiven Themen, inklusive Verhalten bei Brand, zur Dauerhaftigkeit und zum Schallschutz gemacht.

### 3.1 Trag- und Verformungsverhalten

Für die Validierung des Trag- und Verformungsverhaltens von Printbetondecken sind Bauteilversuche im 1:1-Maßstab nicht nur gut geeignet, sondern auch sehr anschaulich. Im Großversuch lässt sich das Zusammenspiel aller Innovationen am besten beobachten und messtechnisch erfassen. Zudem können im Zuge der Herstellung der Versuchskörper Probleme im Bauablauf erkannt und Erfahrungen gesammelt werden. Im Mittelpunkt der experimentellen Untersuchungen an Printbetondecken stehen (i) Biegelinien und Durchbiegungen des Gesamtsystems, (ii) Rissbreiten, (iii) das Zusammenspiel zwischen Printbeton und Vergussbeton und (iv) die Tragfähigkeit. Für die Wahl der Versuchsanordnung bedeutet das, dass die im Versuch erzeugten Schnittkräfte und Schnittkraftverteilungen möglichst jenen im realen Bauwerk entsprechen. Im Folgenden wird sowohl ein Großversuch zu punktgestützten als auch ein Großversuch zu einachsigen gespannten Platten mit Auskragung gezeigt.

#### 3.1.1 Punktgestützte Printbetondecke

Exemplarisch wird eine 30cm starke Decke auf einem Stützenraster von 8 x 8 m untersucht. Die Plattendicke im Aussparungsbereich ist 10 cm dick ( $t_{brutto}$ ). (Abbildung 2) Als Versuchskörper wird ein 3 x 8 m großer Ausschnitt gewählt. Theoretisch müsste der Versuchskörper im Bereich der Stützen voll eingespannt werden, um die Stützmomente im Versuch abbilden zu können. Da der Stützbereich aufgrund des erforderlichen Durchstanzwiderstands ohnedies ohne Aussparungen ausgeführt ist, wird darauf verzichtet und die Lagerpunkte so gewählt, dass der Verlauf der Feldmomente und der Quermomente möglichst gut mit jenen aus FE-Simulationen der Geschoßdecke übereinstimmen. In Abbildung 2

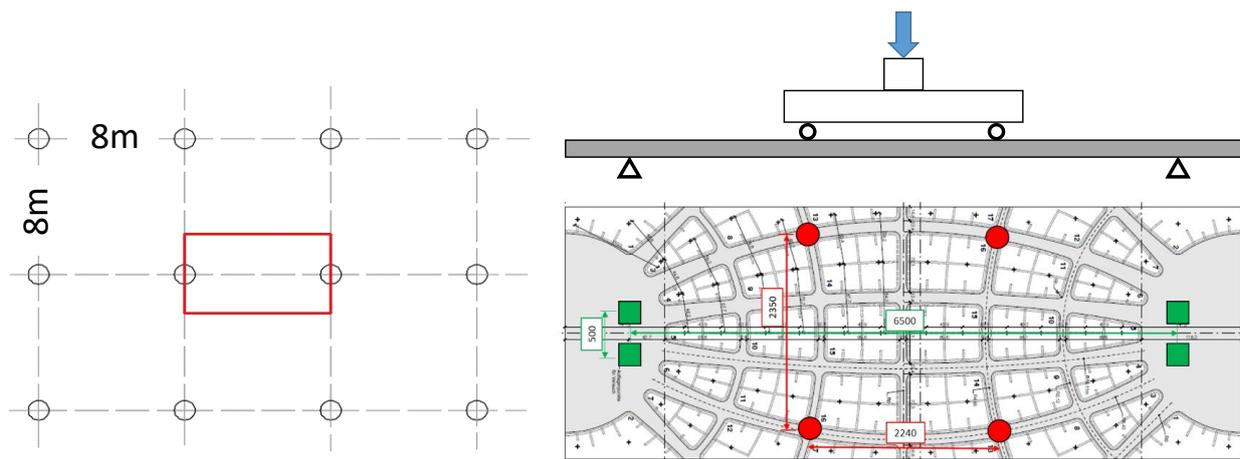


Abbildung 2 Gewählter Ausschnitt (links), Versuchsanordnung (rechts)

werden rechts die gelenkigen Lasteinleitungspunkte als Kreise und die gelenkigen Lagerpunkte als Quadrate dargestellt.

Mit insgesamt 28 Sensoren und zusätzlicher berührungsloser Messtechnik auf Basis der digitalen Bildkorrelation wird das Last-Verformungsverhalten erfasst. Mit Setzdehnungsaufnehmern und induktiven Wegaufnehmern an Ober- und Unterseite werden einerseits auf klassische Art und Weise die Dehnungsebenen ermittelt und andererseits ein möglicher Schlupf zwischen Printbetonschale und Vergussbeton detektiert. Für die Bestimmung der Rissbreiten werden klassische Rissmesslupen verwendet. Weiters werden Dehnungsaufnehmer an der Plattenoberseite so angeordnet, dass eine Aussage über die mitwirkende Plattenbreite gemacht werden kann. Abbildung 3 zeigt den Großversuch im Überblick.



Abbildung 3 Großversuch im FFG Bridge-Projekt  
COEBRO FFG Nr. 850721

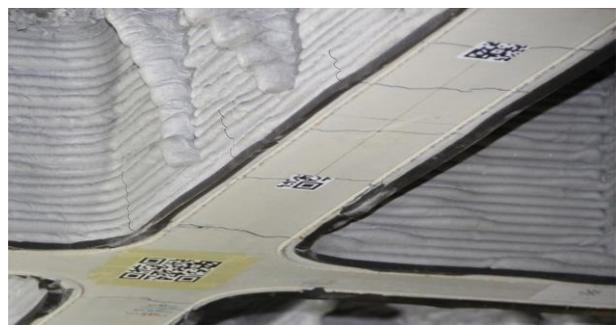


Abbildung 4 Rissbildung im Print- und Vergussbeton

Es lassen sich folgende Erkenntnisse zusammenfassen.

Die Verformungsgrößen im Gebrauchszustand wie Rissbreiten (0,25mm) und Durchbiegungen (24,1mm) stimmen mit den Berechnungsergebnissen sehr gut überein. Dabei ist festzuhalten, dass weder im Versuch noch in den Berechnungen Kriechverformungen berücksichtigt wurden.

Sogar in Bereichen großer Querkräfte können bis zum Fließbeginn der Bewehrung keine Dehnungsdifferenzen zwischen Printbetonschale und Vergussbeton festgestellt werden, was auf einen starren Verbund rückschließen lässt. Dies führt dazu, dass viele Risse ohne Versatz die Verbundfuge kreuzen (Abbildung 4). Im Deckelbereich (gegen glatte Schalung geprintet) ist Schlupf durch Versatz von Rissen erkennbar. Diese Ergebnisse werden zu einem späteren Zeitpunkt auch mit Haftzugversuchen an Bohrkernen bestätigt [5].

Der finale Versagenszustand ist von einem ausgeprägten Fließen der Bewehrung und einer wenig ausgelasteten Druckzone geprägt. Die Stauchungen

am Druckrand bleiben in Querrichtung nahezu konstant. Dies bedeutet, dass sich die Druckzone über die volle Breite gleichermaßen am Lastabtrag beteiligt.

Selbst im Versagenszustand des Bauteils (Durchbiegung  $\delta \approx 200\text{mm}$  im Vergleich zu  $24\text{ mm}$  im SLS) lösen sich keinerlei Teile der Printbetonschale vom Vergussbeton ab.

### 3.1.2 Einachsig gespannte Printbetondecke mit Auskragung

Für das in 4.2 vorgestellte Bauprojekt einer Decke über einer Tiefgaragenabfahrt wird im Vorfeld ein Großversuch durchgeführt. Dieser Großversuch hat den Charakter eines Abnahmeversuchs für den der Versuchskörper (sowohl die geprinteten Aussparungskörper als auch der Stahlbeton) bereits von der ausführenden Firma hergestellt wird.

Für die Breite des Versuchskörpers wird der doppelte Rippenabstand gewählt (siehe Abbildung 5), sodass im Schnitt eine ganze Rippe in der Mitte und jeweils zwei halbe Rippen an den Rändern des Versuchskörpers angeordnet sind. Dies ist notwendig, um die realen Steifigkeitsverhältnisse für einen repräsentativen Deckenstreifen im Versuch abzubilden. Da die halbe Rippe im Feldbereich nur eine Dicke von  $7,5\text{ cm}$  (Bruttodicke) hat, wurde in diesem Bereich eine Quersteife aus Holz eingebaut, um ein seitliches Ausweichen, was bei der realen Deckengeometrie nicht eintreten kann, auch im Versuch zu

verhindern. Die Lagerung des Versuchskörpers erfolgt entsprechend den baulichen Gegebenheiten an der Stelle der darunterliegenden Wände. Um den Momentenverlauf möglichst realitätsnah zu gestalten, wird der Prüfzylinder im Feld exzentrisch situiert und über einen asymmetrischen Lastverteilbalken werden zwei unterschiedlich große Feld-Kräfte erzeugt während mit einem hydraulischen Spannsystem am Kragarmende eine Kraft und somit das Stützmoment gesteuert werden kann (siehe auch Abbildung 5).

Die Messanordnung entspricht sinngemäß jener aus 3.1.1. Die Belastung erfolgt weggeregelt wobei auf ausgewählten Lastniveaus (seltene Last, ULS-Last, Fließbeginn...) der Versuch für eine Inspektion (Rissentwicklung, Rissbreiten-Messung) angehalten wurde. Es lassen sich folgende Ergebnisse zusammenfassen:

Wie bereits in der Statik, zeigt sich auch im Versuch, dass der Rissbreitennachweis das maßgebende Kriterium für die erforderliche Bewehrungsmenge ist. Unter der seltenen Einwirkung wird eine maximale Rissbreite von  $0,3\text{mm}$  gemessen, was auch der rechnerisch zulässigen Rissbreite entspricht.

Aufgrund des ausgewogenen statischen Systems einer Einfeldplatte mit Auskragung spielt die Durchbiegung eine untergeordnete Rolle. Eine Durchbiegung von  $1/250=28\text{mm}$  wurde im Versuch erst bei

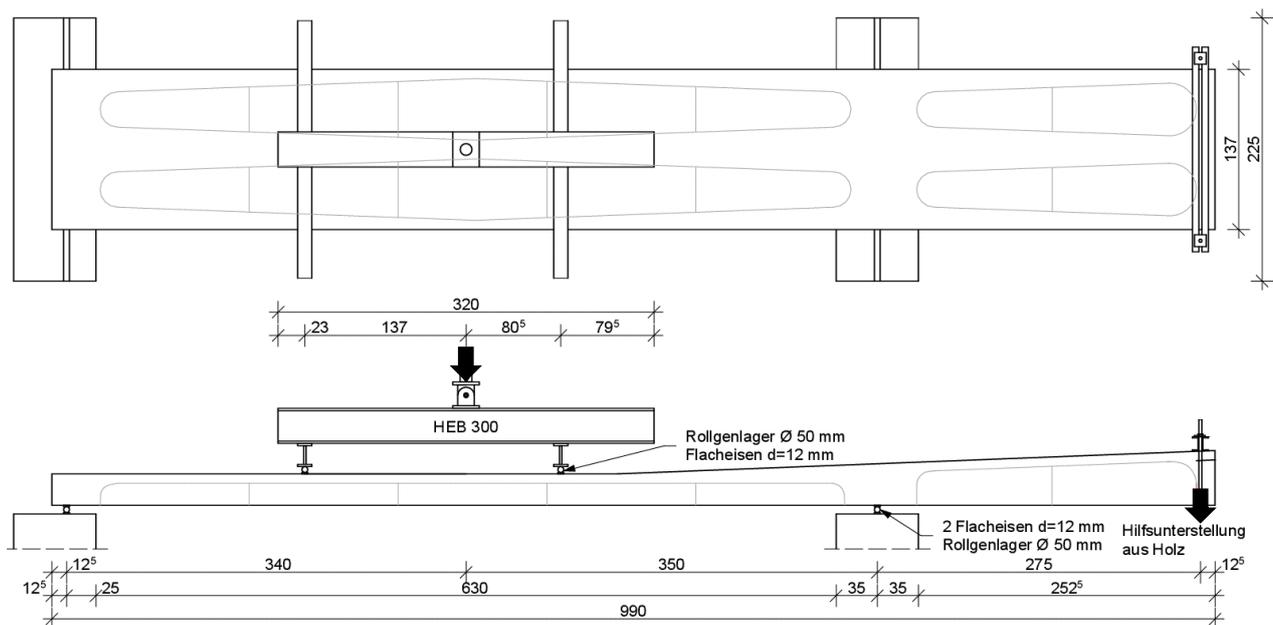


Abbildung 5 Versuchsanordnung Großversuch Printbetondecke Nördlingen

der doppelten seltenen Last (Fließbeginn der Bewehrung) gemessen.



**Abbildung 6 Rissbildung an der Untersicht**

Das Zusammenwirken von den geprinteten Aussparungskörpern und dem Vergussbeton ist noch besser als bei der punktgestützten Variante, was zumindest teilweise auf die gewölbte Form der Aussparungskörper zurückgeführt werden kann. Bei dieser Form gibt es keinen „Deckel“ der gegen eine Schalung geprintet wird, sehr glatt ist und kaum Haftung zum Vergussbeton ermöglicht. Bei diesem Versuch laufen alle Risse im Aussparungskörper direkt im Vergussbeton weiter (Abbildung 6). Es gibt bis zum Totalversagen keine Ablösungen von Teilen der Aussparungskörper.



**Abbildung 7 Versagenszustand bei einem Maschinenweg von ca. 150 mm**

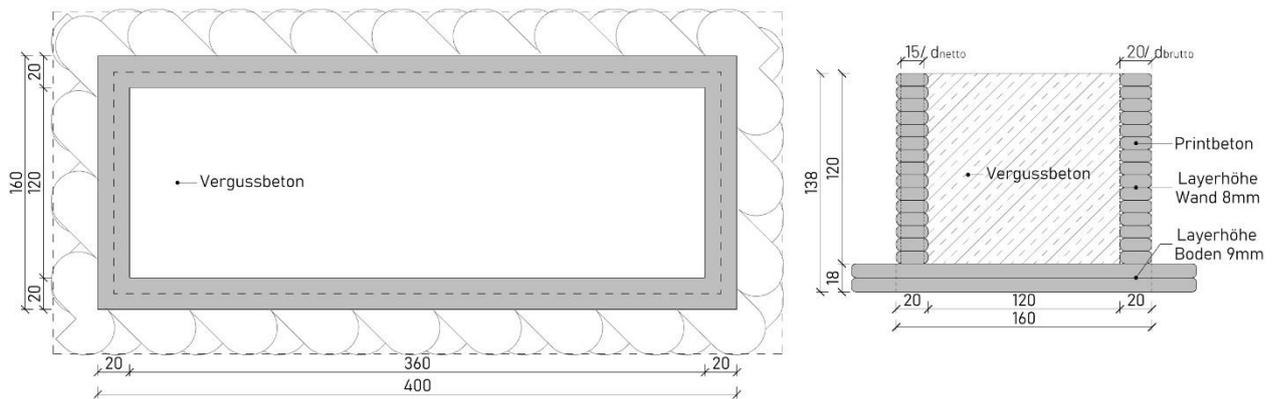
Das Versagen ist durch Fließen der Bewehrung und Risslokalisierung sowohl im Stütz- als auch im Feldbereich gekennzeichnet (siehe Abbildung 7). Die Druckzone spielt dabei eine untergeordnete Rolle.

### 3.2 Korrosionsschutzwirkung der Printbetonschale

Die formgebenden, 3D-gedruckten Aussparungskörper sind Teil der Betondecke. Eine zentrale Aufgabe der Betondecke ist, die Bewehrung vor korrosiven Umwelteinflüssen, wie Feuchtigkeit, CO<sub>2</sub> (Karbonatisierung) und Chloriden zu schützen. Gemeinsam mit dem Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie (IMBT) mit angeschlossener TVFA wurden mehrere Untersuchungen zum Karbonatisierungswiderstand der Hybridbauweise durchgeführt [6][7]. Dabei wurde einerseits das beschleunigte Verfahren nach ÖN EN 12390-12 für den herkömmlichen Vergussbeton angewandt und andererseits eine neue Methode zur Ermittlung der Karbonatisierungstiefe von 3D-gedruckten Betonschalen entwickelt.

Beim 3D-Druckprozess werden mit Hilfe von Erstarrungsbeschleunigern Betonstränge schichtweise aufgebaut. Die Schichtung verursacht jedoch Sonderbereiche in der Struktur die bei Anwendung der genormten Prüfung nicht ausreichend berücksichtigt werden. Um die Kontaktflächen der 3D-Druckschichten (Layer) und den Querschnitt der Betondecke für eine mögliche Anrechnung des Printmaterials bewerten zu können, wurde ein Probekörper entworfen, der die relevanten Konstruktionsdetails im Deckensystem berücksichtigt (Abbildung 8). Die Vermessungsmethode der Karbonatisierungstiefe wurde an die Printstruktur angepasst und um neu definierte Messpunkte erweitert (Details siehe [6]). Anschauliche Ergebnisse sind in Abbildung 9 zu finden.

Es konnte beobachtet werden, dass die Proben an der Printoberfläche unterschiedliche Karbonatisierungsgeschwindigkeiten aufweisen und somit nur der Nettoquerschnitt ( $d_{\text{netto}}$  in Abbildung 8) der 3D-gedruckten Struktur, der sich aus den Schicht-Kontaktflächen ergibt, als Korrosionsschutz berücksichtigt werden kann. Die Karbonatisierungsrate des Printmaterials hängt stark von der Dosierung des Erstarrungsbeschleunigers ab. Bei der Verwendung von 5% Erstarrungsbeschleuniger ist Printmaterial gleichwertig wie Beton B3 nach ÖN B 4710-1. Grundvoraussetzung für die Anrechnung des Printbetons zum Karbonatisierungswiderstand ist ein intakter Schichtkontakt. Dieser hängt von der verstrichenen Zeit zwischen dem Druck zweier übereinan-



**Abbildung 8** Probekörper zur Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes eines Verbundelementes

derliegenden Schichten ab. Die Untersuchungen zeigen, dass zwischen  $t=15\text{sec}$  und  $t=10\text{min}$  kein Unterschied im Karbonatisierungsverhalten vorliegt. Ebenso muss ein monolithischer Verbund zwischen Print- und Vergussbeton vorliegen, was mit Haftzugprüfungen an anderer Stelle bereits nachgewiesen wurde. Somit kann festgestellt werden, dass gut verarbeiteter Printbeton als Betondeckung hinsichtlich Karbonatisierung angerechnet werden kann.



**Abbildung 9** Proben zur Ermittlung der Karbonatisierungstiefe nach 0, 7, 28, 38 Tagen

### 3.3 Schallschutz

Decken müssen bestimmte Anforderungen erfüllen, die die Übertragung von Geräuschen zwischen benachbarten Räumen oder nach außen verringern. Die für Bauteile erforderlichen Schalldämmwerte sind in der OIB-Richtlinie 5 und der ÖNORM B 8115-2 festgelegt. Sie sind auf den Gebäudetyp und die Nutzung abgestimmt und stellen Grenzwerte einer zumutbaren Schallbelastung für einen normal empfindenden Menschen dar.

An der TU-Graz, Labor für Bauphysik (LFB), wurde ein  $4,3 \times 3,5\text{m}$  großer Ausschnitt einer repräsentativen Printbeton-Kassettendecke auf seine schalltechnischen Eigenschaften untersucht [8] (Abbildung 10). Im Deckenprüfstand wurde das bewertete Schalldämm-Maß ( $R_w$ ) und der bewertete Norm-Trittschallpegel ( $L_{n,w}$ ) der Rohdecke alleine und zusätzlich mit zwei verschiedenen Fußbodenaufbauten ((i) klassischer Doppelboden, (ii) schalltechnisch verbesserter Aufbau) messtechnisch ermittelt. Zur besseren Einordnung der Ergebnisse (Tabelle 1) sei an dieser Stelle die Stärke der Platte ( $d_{\text{brutto}}=8+2\text{cm}$ ) erwähnt.



**Abbildung 10** Deckenprüfling eingebaut im Deckenprüfstand, Ansicht von unten

Es zeigt sich, dass die Anforderungen an den Luftschallschutz innerhalb von Wohngebäuden nach OIB-Richtlinie 5 ( $D_{nT,w} \geq 50/55\text{ dB}$ ) selbst mit der Rohdecke alleine erfüllt werden. Der erforderliche

Trittschallschutz ( $L'_{nT,w} \leq 48$  dB) wird nur in Kombination mit einem geeigneten, aber konventionellen Fußbodenaufbau gewährleistet.

**Tabelle 1 Ergebnisse der Schallprüfung im LfB**

| Prüfgegenstand                 | $R_w$ [dB] | $L_{n,w}$ [dB] |
|--------------------------------|------------|----------------|
| Rohdecke                       | 57         | 77             |
| Rohdecke + Doppelboden         | 60         | 61             |
| Rohdecke + Aufbau (verbessert) | 73         | 47             |

$R_w$  .....bewertetes Schalldämm-Maß

$L_{n,w}$  .....bewerteter Norm-Trittschallpegel

Für eine Klassifizierung der schallschutztechnischen Eigenschaften kann die ÖNORM B 8115-5 herangezogen werden. Demnach kann die Rohdecke + Aufbau (verbessert) der Schallschutzklasse B (erhöhter Schallschutz), gegenüber Luftschall und der Schallschutzklasse C (Basisschallschutz), gegenüber Trittschall, zugeordnet werden.

### 3.4 Brandschutz

Um das Verhalten im Brandfall zu untersuchen, wurde im Prüflabor des IBS – Institut für Brandschutztechnik und Sicherheitsforschung GmbH eine Feuerwiderstandsprüfung gemäß den Normen EN 1363-1 und EN 1365-2 durchgeführt (Abbildung 11). Getestet wurde eine tragende, raumabschließende und im Sinne der Brandschutzbestimmungen auch wärmedämmende Betondecke mit 3D-gedruckten Aussparungselementen aus Beton unter einer simulierten äquivalenten Flächenlast [9]. Der Versuchskörper mit den Abmessungen 4,22 m x 2,5 m (L x B) wurde von den Autoren geplant und mit Hilfe des 3D Betondrucksystems von Baunit (BauMinator) bei der Bauunternehmung Eigner Bau in Nördlingen gefertigt. Die Prüfung des 30 cm starken Deckenbauteils, mit einer Brutto-Rippenbreite von 16 cm (inkl. Printbeton) und einer Brutto-Deckplattenstärke von 10 cm dauerte 125 Minuten.

Während der Feuerwiderstandsprüfung konnte festgestellt werden, dass der Raumabschluss über die gesamte Prüfdauer aufrechterhalten wurde und erst nach 92 Minuten die maximal zulässige Oberflächentemperatur auf der feuerabgewandten Seite überschritten wurden. Damit erfüllt das geprüfte Deckenelement die Anforderungen der EN 1363-1 und EN 1365-2 und ist gemäß EN 13501-2 mit der

Klassifizierung REI 90 ausgezeichnet. Die typischen Abplatzungen im Bereich der Betondeckung und der gedruckten Aussparungskörper (Abbildung 12) liegen im erwarteten und normgemäßen Bereich.



**Abbildung 11 Brandversuch unter Last am IBS in Linz**



**Abbildung 12 Befeuerte Seite nach dem Brandversuch unter Last**

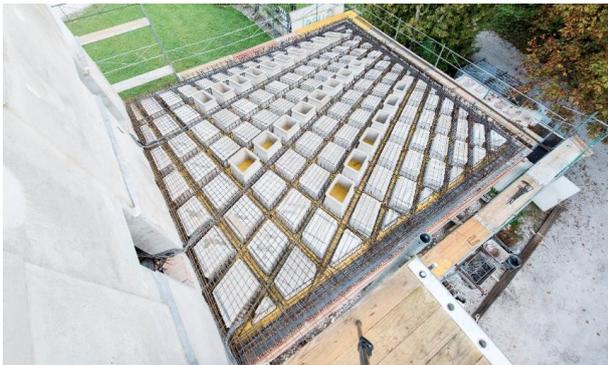
## 4 Bauprojekte und Ausführungsdetails

Die Übertragung von Innovationen und von Forschungsergebnissen in die Praxis wird durch geförderte Projekte mit Unternehmenspartnerschaften deutlich erleichtert. Trotzdem war die günstige Konstellation von engagierten Projektpartnern und zuletzt hochinnovativen Bauherren Voraussetzung für die Verwirklichung der im Folgenden vorgestellten Bauprojekte. Sie stehen für den notwendigen Wandel der Baukultur hin zu materialeffizienten Bauweisen und sind auch wertvolle Ressource für die Machbarkeit und daraus abgeleitete Quelle für Daten zur Baulogistik und Bauwirtschaft [10]. Zu-

letzten geht es aber auch um die Akzeptanz einer Bauweise durch alle am Werk Beteiligten bis zu den Ausführenden auf der Baustelle. Die Rückmeldungen waren durchwegs positiv!

#### 4.1 Lunz am See

Atelier Schloss Seehof: TU Graz - ITE | Hans Kupelwieser | Baunit | Gusel Bau, 2020.



**Abbildung 13** Eingebrauchte Aussparungskörper mit konventionell verlegter Bewehrung; Atelier Kupelwieser (Lunz am See)

Das Schloss Seehof in Lunz am See ist seit 1897 im Besitz der Familie Kupelwieser, die das ursprüngliche Gebäude deutlich erweiterte. Auch 2020 erfolgte eine Erweiterung durch den Anbau eines 100 m<sup>2</sup> großen Raums am Ostflügel, der dem Bauherrn und bildenden Künstler Hans Kupelwieser als Atelier dient. Der Entwurf wurde vom Institut für Tragwerksentwurf (ITE) in Zusammenarbeit mit Herrn Kupelwieser entwickelt und bringt Design sowie strukturelle Ordnung in Einklang. Der Grundriss ist nahezu quadratisch und das Dach wurde als zweiachsig gespannte Rippenkonstruktion mit 3D-gedruckten Aussparungskörpern konzipiert [11]. Die gewählte Gefällrichtung für die Entwässerung begünstigte das Verhältnis der Balkenhöhen zu den jeweiligen Spannweiten. Der Entwurf verlangt nicht nur Aussparungskörper mit unterschiedlichen Grundrissformen, sondern aufgrund des Gefälles auch unterschiedliche Höhen von 30 cm bis 60 cm. Für das Projekt wurden 130 verschiedene Aussparungskörper mit dem 3D-Betondrucksystem von Baunit im Roboter Design Labor der TU Graz hergestellt. Die Elemente wiegen zwischen 4 kg und 90 kg und erreichen Abmessungen zwischen 20 cm × 15 cm × 25 cm (l/b/h) und 125 cm × 105 cm × 45 cm (l/b/h), während die Oberlichtelemente eine Höhe von bis zu 70 cm erreichen (siehe Abbildung

14). Die Positionierung der Elemente auf dem Schaltisch erfolgte mit einer Vermessungsstation und Positionierscheiben, die ein Verrutschen im Bauzustand verhinderten. Die Abdichtung gegen den Schaltisch wurde mit Fugenbändern bewerkstelligt. Die Bewehrungstonnage konnte im Vergleich zu einer entsprechenden monolithischen Platte um 20 % reduziert werden (siehe Abbildung 13). Im Vergleich zu einer Flachdecke mit Gefälledämmung erzielte die neue Bauweise eine Betonreduktion von 25 %. Bei der Ökobilanzierung wurde berücksichtigt, dass der Printbeton aufgrund seines Zementanteils einen vergleichbar höheren CO<sub>2</sub>eq. aufwies als der für die Tragkonstruktion eingesetzte Normalbeton. Der Entwurfs- und Planungsprozess beruhte auf einem digitalen parametrischen Modell, das die Ansteuerung des Roboters für den 3D-Betondruck und auch das Positionieren unterstützte. Die Planung und Herstellung der Stahlbewehrung war in jeder Phase manuell und aufgrund der sich kreuzenden Rippen speziell im Zusammenbau der Bewehrung entsprechend komplex. Dieser Umstand führte in Folge zur Entwicklung eines Konzepts für weitgehend vorgefertigte Bewehrungskörbe.



**Abbildung 14** Untersicht Atelier Kupelwieser (Lunz am See)

#### 4.2 Nördlingen

Tiefgaragendach Nördlingen: TU Graz – ITE, LKI | Eigner Bau | Engelsmann Peters | Baunit | Märker Transportbeton, 2022.



**Abbildung 15** Untersicht Decke über Tiefgaragenabfahrt (Nördlingen, Deutschland); © Studio Herzig/EIGNER Bauunternehmung

Das Dach über einer Tiefgaragenrampe für ein Wohnbauprojekt in Nördlingen, Deutschland erlaubte die Implementierung von 3D-gedruckten Aussparungskörpern in einer sehr praxisnahen Konstellation. Die Planung für das Projekt war weit fortgeschritten und die ausführende Firma EIGNER Bauunternehmung GmbH betrieb selbst ein Baunit 3D Druck System. Die Entwurfsaufgabe war, eine Variante bei unveränderter Geometrie und Performance der Stahlbetonkonstruktion für das gewichtsreduzierte 168 m<sup>2</sup> große, einachsig gespannte Dach zu konzipieren. Dabei sollte gleichzeitig ein Maximum an Material, Beton und Stahlbewehrung, eingespart und die Flexibilität des 3D-Betondrucks aufgezeigt werden. Die kanuförmige Aussparungskörpergeometrie gibt die Tragwirkung der Rippen als Einfeldträger mit Kragarm vor (Abbildung 16). Zur Herstellung der Aussparungskörper wurde eine neue Printstrategie erprobt. Diese greift das Prinzip des nubischen Gewölbebaus auf, das den gerüstfreien Aufbau von Tonnengewölben durch ein „Anlehnen“ der Mauerwerksscharen erlaubt. Aufgrund der beschränkten Reichweite des Roboters, aber auch zur einfacheren Montage wurden die Aussparungskörper segmentiert. Die Elemente wurden fortlaufend gedruckt. Die Fugen zwischen den Segmenten wurden durch eine Trennschicht, vergleichbar dem Matchcast-Verfahren, realisiert. Insgesamt wurden 168 Betonsegmente gedruckt, die bauseits zu 48 länglichen Aussparungskörpern zusammengesetzt wurden. Die bindemittelreduzierte Betonrezeptur für den Vergussbeton führte gemeinsam mit der Materialersparnis durch die 3D-gedruckten Aussparungskörpern zu einer Reduktion der Emis-

sionen um 35 % CO<sub>2</sub>eq. Das ITE konnte den Tragwerksentwurf, die statisch-konstruktive Bearbeitung und die Geometrieentwicklung samt Printstrategie für die Aussparungskörper verantworten. Eigener Bau druckte die Aussparungskörper selbst und übernahm auch die weitere Bauausführung. Speziell bei der Bewehrungsplanung konnten alternative Ansätze für die Schubbewehrung durch abgekantete Mattenabschnitte erprobt werden. Darüber hinaus lieferte die ausführende Firma relevante Daten über Verlegezeiten und aus dem Bereich der Baustellenlogistik. Das Projekt wurde mit dem Architekturpreis Beton 2023 ausgezeichnet (Abbildung 15).



**Abbildung 16** Eingebroughte Aussparungskörper mit konventionell verlegter Bewehrung während der Betonage © Studio Herzig/EIGNER Bauunternehmung

### 4.3 Bludenz

Werit Werkhof in Bludenz: TU Graz - ITE | Atelierender | Tomaselli Gabriel Bau | Concrete 3D | Engelsmann Peters | gbd ZT| Baunit, 2022

Das Dach des WERIT Bauhofs in Bludenz ist mit rund 700 m<sup>2</sup> die größte Konstruktion in der Grazer Stahlbetonleichtbauweise. Vergleichbar mit der Konstellation der Projektpartner in Nördlingen betreibt die Firma Concrete 3D in Vorarlberg ein Baunit 3D Druck System und ist Teil der ausführenden Baufirma. Zu einem fortgeschrittenen Projektstand konnte sich das ITE-Team beratend einbringen und so das 700 m<sup>2</sup> große Dach vom Originalentwurf einer massiven Vollplatte in eine hocheffiziente Rippenstruktur umwandeln. In Zusammenarbeit mit gbd ZT (Tragwerksplanung Gesamtstruktur, Tomaselli Gabriel Bau (Bauausführung) und Concrete 3D (3D-Druck Aussparungskörper) konnte diese Alternative zuletzt auch umgesetzt werden (Abbildung 17).



Abbildung 17 Untersicht WERIT Bauhof in Bludenz; © Janosch Schallert-Native Media GmbH/Concrete 3D GmbH

Das ITE brachte in diesem Projekt den Tragwerksentwurf für die Rippenkonstruktion des Daches und die Planung der 792 Aussparungskörper ein. Darüber hinaus wurde in Workshops Knowhow über parametrische Tragwerksplanung, Betonbauabmessung und Nutzen von 3D Daten zur Printpfadgenerierung weitergegeben. Die Größe des Projekts und die damit verbundene hohe Anzahl der Aussparungskörper stellten große Ansprüche an Transport und Baustellenlogistik (Abbildung 18). Laut Auskunft der Baufirma konnte der Mehraufwand, der durch den 3D-Druck, die komplexe Logistik, das Handling auf der Baustelle und beim Einbau der Bewehrung im Vergleich zur zuerst vorgeschlagenen Massivplatte durch die Einsparung von Material in einer Phase hoher Baustoffpreise zu 100% kompensiert werden. Bei diesem unter hohem Zeitdruck fertiggestellten Bauwerk gingen nur zwei Aussparungskörper während der Montagearbeiten zu Bruch, was für die Robustheit der Bauweise und des 3D Drucksystems spricht.



Abbildung 18 Eingebachte Aussparungskörper mit konventionell verlegter Bewehrung, © Concrete 3D\_Tomaselli Gabriel Bau

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Alles in Allem lässt sich feststellen, dass die an der TU Graz entwickelte Bauweise für leichte Stahlbetondecken in Ortbetonbauweise bereits mehrere Hürden für einen Einsatz in der Praxis gemeistert hat. Die Besonderheit der eleganten Konstruktionen

liegt aus Sicht der Autorenschaft in der Kombination aus effizientem Tragwerksentwurf, pragmatischer Konstruktion und hochinnovativer Fertigung. Für das Gelingen war die unmittelbare Verknüpfung von experimenteller Forschung und Erstanwendung im tatsächlichen Projekt essentiell. Gerade letzteres ist ein hohes Anliegen des Teams, erscheinen doch die zeitlichen Abstände zwischen der Bereitstellung von Forschungsergebnissen und dem Einsatz in der Praxis angesichts der Dringlichkeit des Anliegens oftmals viel zu lange. Hier ist eindeutig mehr Eile geboten um bereits heute und morgen die notwendigen Bauaufgaben sparsamer auszuführen. Diese „neue“ Sparsamkeit wird sich allerdings nur durchsetzen können, wenn sie mit gewohnt hoher Wirtschaftlichkeit einhergeht. Genau hierin liegt eine sehr wertvolle Erkenntnis der vorgestellten Projekte. Es ist festzustellen, dass die beschriebene Bauweise bei mindestens gleichbleibender Wirtschaftlichkeit ein unmittelbar ressourcenschonendes und emissionsarmes Bauen ermöglicht! Die Nachhaltigkeit liegt dabei nicht nur in der Reduktion des CO<sub>2</sub>-Equivalents bei der Herstellung, sondern auch im problemlosen Rückbau, da keine „fremden“ Materialien für die Aussparungskörper zum Einsatz kommen.

Aus technischer Sicht lassen sich folgende experimentell validierte Ergebnisse zusammenfassen: Der gute Verbund zwischen Printbeton und Vergussbeton sichert die Integrität der Konstruktion, wodurch die Printbetonschale sowohl konstruktive Aufgaben (Steifigkeit, Betondeckung für Lastübertragung zwischen Stahl und Beton) als auch brandschutztechnische (REI 90) und korrosionsschutztechnische (Karbonatisierungswiderstand) Aufgaben übernimmt. Aus statisch-konstruktiver Sicht stehen die Gebrauchstauglichkeitsnachweise (Rissbreiten, Durchbiegungen) sowie auch bei Massivdecken im Vordergrund.

Auf der Baustelle gibt es Optimierungspotential im Bereich der Bewehrungsverlegung. Im aktuell laufenden Forschungsprojekt (FFG Nr. FO999886929, Rahmenprogramm Stadt der Zukunft) wird gemeinsam mit der AVI Alpenländische Veredelungsindustrie GmbH an einem automatisiert herstellbaren Bewehrungskorb für sich kreuzende Rippen geforscht. Systematisch werden die Fragen der Logistik durch das Institut für Produktionswirtschaft und Logistik der Boku-Wien bearbeitet.

In der Kombination aus verbleibender Schalung mit Vergussbeton lassen sich weitere Anwendungsfelder für Tragwerkselemente des vertikalen Lastabtrags wie Wände und Stützen sowie der Gründung erschließen. Der experimentelle Pavillon der Firma Baumit (Abbildung 19) gibt hier bereits einen Ausblick auf zukünftige hochfiligrane Stahlbetonbauten.



**Abbildung 19** Pavillon der Firma Baumit

Auf dem Weg dorthin sind naturgemäß noch viele Themen ingenieurmäßig zu lösen, beginnend beispielsweise mit Entwurf und Konstruktion weiterer lastabtragender Elemente sowie der Bereitstellung einheitlicher Konzepte für eine Qualitätssicherung und Bemessung von 3D-gedruckten Bauteile,

## 6 Literatur

- [1] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: *Digital fabrication with concrete. Principles, definitions and possible applications*, DBV (53), pp. 54-56, 2023
- [2] Peters, St., Trummer, A., Hansemann, G., Schmid, R., Holzinger, Ch., Tapley, Joshua et al.: *Gedruckte Schalungen für den Stahlbeton-Leichtbau*, Detail (9), pp. 14–16, 2020
- [3] Hansemann, G., *coebro ceiling – additive fabrication of concrete elements*, unveröffentlichtes Manuskript, Dissertation, Technische Universität Graz, 2024
- [4] Holzinger, Ch., Peters St., Hansemann G., Trummer A., *Stahlbetonleichtbaudecken - von der Forschung in die Praxis*, ÖIAZ, 2024
- [5] Linder, J., Koitz, H., Schmid, C., Steinmetz C.: *Printbetondecke Nördlingen – Großversuch im Maßstab 1:1*, Forschungsbericht F-10-86-2022, Labor für Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität Graz, 2022

- [6] Autischer, M, Juhart, J.: *Karbonatisierungswiderstand von Öko-Beton und Bauplast 3D Printmaterial*, Prüfbericht, IMBT, Technische Universität Graz, 2022
- [7] Autischer, M., Juhart, J.: *Zeitabhängiger Schichtkontakt und Karbonatisierungswiderstand von Bauplast 3D-Druckmaterial*, Prüfbericht, unter Mitarbeit von Hanseemann, G., IMBT. Technische Universität Graz, 2024
- [8] Kasim, J. M., Ferk, H. J.: Bericht - Nr. B23.B02.008.702: *Luft- und Trittschalldämmung von Bauteilen im Prüfstand gemäß EN ISO 10140-2 & 3*, Labor für Bauphysik, Technische Universität Graz, 2024
- [9] Stöckl, U.: *Prüfbericht - Betondecke mit 3D-gedruckten Aussparungselementen*, Institut für Brandschutztechnik und Sicherheitsforschung, Linz, 2023
- [10] Hanseemann, G., Trummer, A., Holzinger, Ch., Schmid, R., Peters, St.: *Lightweight reinforced concrete slabs with integrated 3D printed formwork*. BEAM, pp. 34–47, 2023
- [11] Hanseemann, G., Holzinger, Ch., Schmid, R., Tapley, J., Peters, St., Trummer, A.: *Lightweight Reinforced Concrete Slab*, Towards radical regeneration - Design Modelling Symposium Berlin, pp. 456–466, 2022



# Agile Tragwerksplanung – Handlungsbedarf, Spielraum und aktuelle Forschungsaktivitäten

Dirk Schlicke

*Institut für Betonbau, TU Graz, AUT*

## KURZFASSUNG:

Unter Agilität versteht man im Allgemeinen die Fähigkeit, bestehende Prozesse proaktiv an neue Randbedingungen anzupassen. In einer agilen Tragwerksplanung sollen etablierte Vorgehensweisen, Ingenieurvorstellungen und Ingenieurmodelle in diesem Sinne proaktiv auf ein materialressourcenverantwortungsvolles Planen angepasst werden. Der nachfolgende Beitrag konzentriert sich auf den Handlungsbedarf, den Spielraum für Handlungen und aktuelle Forschungsaktivitäten zur agilen Tragwerksplanung. Der Fokus liegt einerseits auf der konsistenten und konsequenten Schnittgrößenermittlung und Bemessung, sowohl hinsichtlich des Kraftflusses am Gesamtbauwerk als auch hinsichtlich einer verformungskompatiblen Ermittlung der Mindestbewehrung. Andererseits wird die Stärkung der interdisziplinären Zusammenarbeit zwischen Tragwerksplanung, Geotechnik, Betontechnologie und Ausführung sowie zwischen Tragwerksplanung, Architektur, Haustechnik und Bauphysik mittels Etablierung von physikalisch sinnvollen Austauschformaten forciert. Im Gegensatz zu den heute etablierten und auf Zeiteffizienz getrimmten Austauschformaten sollen diese eine ursachengerechte Interaktion zwischen den einzelnen Fachplanungen erlauben. Abschließend gibt der Beitrag eine Übersicht zu aktuellen Forschungsvorhaben in diesem Bereich.

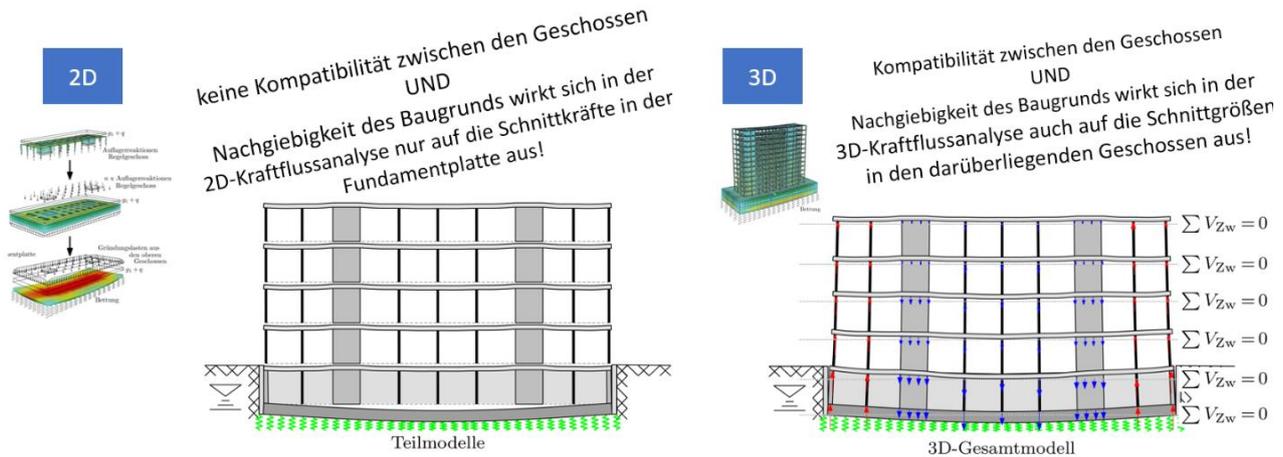
## 1 Einleitung

Die Tragwerksplanung ist ein komplexer und dynamischer Prozess mit verschiedenen Stakeholdern unterschiedlicher Interessen. Die heutige Planungspraxis ist hierbei geprägt von normativen Vorgaben und Erfahrungswerten im Kontext rechtlicher Rahmenbedingungen. Nicht selten werden dabei Abstriche an der mechanisch konsistenten Lösung akzeptiert, um aufwendige Diskussionen im Rahmen eines auf Rekordzeit getrimmten Planungsprozesses zu vermeiden. Einerseits soll der Interaktionsbedarf zwischen den einzelnen Fachplanungen geringgehalten werden; andererseits erlaubt dies einen ingenieurmäßigen Ausweg im Falle von nennenswerten Unterschieden in den Berechnungsergebnissen von Planern und Prüfern, auch für den Fall, dass diese nur aus stark unterschiedlichen Abstraktionsgraden in den jeweiligen Berechnungsmodellen resultieren sollten.

Als Beispiel kann hierfür die statische Analyse und Bemessung von Hochbauten genannt werden, in der die Ergebnisse herausgelöster und gekoppelter

Teilmodelle oftmals zur Verifikation der Ergebnisse von 3D-Gesamtmodellen genutzt werden. Dies erfolgt allerdings trotz des Wissens, dass der Kraftfluss im statisch hochgradig unbestimmten System mittels herausgelöster und gekoppelter Teilmodelle zwar ingenieurmäßig erfasst, jedoch aufgrund einer Vernachlässigung der Verformungskompatibilität per Definition nicht mit den Ergebnissen einer Analyse am 3D-Gesamtmodell übereinstimmen kann, wie in Abbildung 1 skizziert.

Ein anderes Beispiel ist die Festlegung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite auf Basis einer angenommenen Zugfestigkeit des Betons (risskraftbasierter Nachweis), obwohl diese aus verformungsbasierter Sicht hierfür von untergeordneter Bedeutung ist. Zur Qualitätssicherung in der Herstellung werden außerdem oftmals pauschale Anforderungen an die maximale Betontemperatur während der Erhärtung im Bauvertrag festgeschrieben, die baustellenseitig nur mit immensem Aufwand oder gar nicht erfüllbar sind – und aus thermomechanischer Sicht auch nicht nachvollzogen



**Abbildung 1:** Schematische Darstellung des Unterschieds einer statischen Analyse mit herausgelösten und auf Kraftfluss gekoppelten 2D-Teilmodellen versus Betrachtung am 3D-Gesamtmodell

werden können. Diese Liste lässt sich noch weiter fortführen, bspw. hinsichtlich des fugenlosen Bauens oder der Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass die Schonung von Material- und Energieressourcen in einem auf Zeiteffizienz getrimmten Planungsprozess nurmehr eine untergeordnete Bedeutung hat. Zudem besteht die Gefahr, wenn das tatsächliche Materialverhalten durch ingenieurmäßige Annahmen in der Planung derart verfälscht dargestellt wird, dass sich daran angelehnte Ausführungsvarianten negativ auf die Bauwerksqualität auswirken. Mit einer agilen Tragwerksplanung soll dieser Zustand kritisch hinterfragt und systematisch aufgearbeitet werden, um mechanisch konsistentere Ansätze in der Praxis zu etablieren. Unter Agilität versteht man im Allgemeinen die Fähigkeit, bestehende Prozesse proaktiv an neue Randbedingungen anzupassen. In einer agilen Tragwerksplanung sollen etablierte Vorgehensweisen, Ingenieurvorstellungen und Ingenieurmodelle in diesem Sinne proaktiv auf ein ressourcenverantwortungsvolles Planen angepasst werden.

Die grundlegende Idee für die agile Tragwerksplanung wurde erstmalig in [1] skizziert und in [2] näher vorgestellt. Der nachfolgende Beitrag konzentriert sich ergänzend auf den Handlungsbedarf, den Spielraum für Handlungen und aktuelle Forschungsaktivitäten zur agilen Tragwerksplanung.

## 2 Handlungsbedarf

Der Handlungsbedarf für die Etablierung von mechanisch konsistenten Ansätzen im Sinne einer

agilen Tragwerksplanung begründet sich in zwei grundsätzlichen Aspekten:

- (i) dem Erfordernis eines materialeffizienten Bauens zu Zeiten des menschgemachten Klimawandels – insbesondere hinsichtlich eines ressourcenverantwortungsvollen Umgangs mit dem Qualitätswerkstoff Beton bzw. Stahlbeton, und
- (ii) der Notwendigkeit von physikalisch sinnhaften Schnittstellen und Austauschformaten zwischen den einzelnen Fachdisziplinen für ein interdisziplinäres Zusammenarbeiten im Kontext digitalisierter Planungsmethoden bis hin zur Ermöglichung von planungsphasenübergreifendem Zusammenarbeiten auf Basis einer Single Source of Truth.

### 2.1 Agile Tragwerksplanung für materialeffizienten Betonbau

Je nach Berechnungsansatz und zugrunde gelegter Systemgrenze ist die Bauindustrie für etwa 40 % der weltweiten CO<sub>2</sub>-Emissionen verantwortlich. Davon entfallen – wieder je nach Berechnungsansatz und zugrunde gelegter Systemgrenze – bis zu 90 % auf den Betonbau und dessen Bewehrung, wobei die Bewehrung als solche bei konventionellen Bewehrungsgraden und üblichen Recyclinggraden in der Herstellung des Bewehrungsstahls ca. 15 – 30 % der werkstoffimmanenten CO<sub>2</sub>-Emissionen des Stahlbetons ausmacht.

Insbesondere im Bereich von erdberührten Gründungskörpern und Fundamentplatten, massiven Widerlager- oder Stützmauern im Infrastrukturbereich

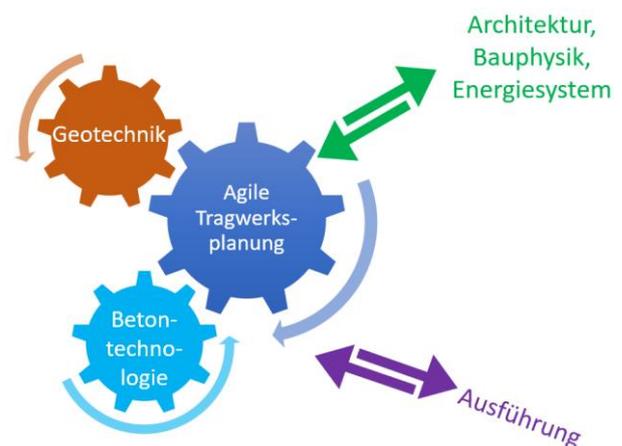
und deren Fundamentplatten sowie in den Bereichen Tunnelbau, Wasserbau, Wasserkraft, Brunnen und Abwasser ist die Betonbauweise aus heutiger Sicht allerdings alternativlos. Im Hochbau kann demgegenüber vor allem im Gründungssystem und den befahrenen Untergeschossen nicht auf die Betonbauweise verzichtet werden, wobei in der konventionellen Skelettbauweise ca. 30 - 60 % der Rohbaumasse auf diese Bereiche entfallen (30% keine UGs, 60% zwei UGs + 13 OGs).

Insbesondere in Fundamentplatten wird die Dicke und damit die Betonmasse vornehmlich vom Nachweis gegen Durchstanzen vorgegeben, während die Bewehrung von dicken Bauteilen oftmals von der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite dominiert wird. Wie später noch ausgeführt wird, sind beide Nachweisformate (Durchstanzen von Fundamentplatten sowie Mindestbewehrung von dicken Bauteilen) sehr stark von Empirie und ingenieurmäßigen Modellvorstellungen geprägt, die bei Anwendung von mechanisch konsistenteren Ansätzen in der statischen Analyse und Bemessung eine Massenreduzierung im Bereich von 20 bis 30 % in Aussicht stellen. Hinsichtlich des Durchstanzen von Fundamentplatten bedarf dies einer konsistenten und konsequenten Kraftflussanalyse am 3D-Gesamtmodell unter Berücksichtigung grenzzustandsabhängiger Bauteil- und Anschlusssteifigkeiten und einer Unterscheidung zwischen Last und Zwang in der Zusammenstellung der Bemessungsschnittgrößen mit dem semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzept, wie in [3] vorgeschlagen. Hinsichtlich der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bedarf dies vor allem einer Abkehr von der etablierten Vorgehensweise auf Basis der Aufnahme der Risschnittgröße mit einer zulässigen Stahlspannung im Primärriss und der Anwendung verformungsbasierter Bemessungsansätze, die insbesondere die bauteiltypische Verformungseinwirkung und Behinderungssituation sowie die bauteiltypische geometrisch vorgegebene Primärrissbildung angemessen einbeziehen, wie in [4] vorgeschlagen.

## 2.2 Agile Tragwerksplanung für interdisziplinäre Zusammenarbeit

Die Schnittstellen und Austauschformate zwischen der Tragwerksplanung und den anderen Fachdisziplinen sind trotz digitalisierter Planungsmethoden

und der Möglichkeit von sehr detaillierten Analysen mittels Finite-Elemente-Simulationen noch immer auf dem Stand von analogen und möglichst vereinfachten ingenieurmäßigen Annahmen. Dies beginnt mit linear-elastischen Bettungen in der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Tragwerksplanung, wengleich lastabhängige Steifigkeit bzw. Plastizität insbesondere im ULS ein ganz andere Boden-Bauwerk-Interaktion hervorrufen kann, als die in der geotechnischen Ermittlung der Bettung zugrunde gelegte setzungsrelevante Lastfallkombination. Hinzu kommt eine alleinige Beschreibung der enorm vielseitigen Aspekte des Betonverhaltens während der Erhärtung und im weiteren Nutzungsdauer alleinig über die Betonfestigkeitsklasse, was eine Interaktion zwischen Betontechnologie und Tragwerksplanung nahezu unmöglich macht. Die interdisziplinäre Zusammenarbeit zwischen allen an der Planung und dem Bau Beteiligten, wie in Abbildung 2 skizziert, wird damit konterkariert.



**Abbildung 2: Interdisziplinäre Zusammenarbeit zwischen allen an der Planung und dem Bau Beteiligten**

Im Gegensatz zu den heute etablierten und auf Zeiteffizienz getrimmten Austauschformaten bedarf es daher physikalisch sinnhafter Austauschformate in den einzelnen Schnittstellen für ein interdisziplinäres Zusammenarbeiten zwischen den einzelnen Fachdisziplinen. Insbesondere im Kontext digitalisierter Planungsmethoden bis hin zur Ermöglichung von planungsphasenübergreifendem Zusammenarbeiten auf Basis einer Single Source of Truth müssen derartige Schnittstellen und Performancekonzepte etabliert werden, um eine nachhaltige Qualitätssicherung über den gesamten Planungsprozess bis hin zur Realisierung zu gewährleisten.

### 3 Handlungsspielraum

Der skizzierte Handlungsbedarf wirft natürlich die Fragen auf, woher das Reduktionspotenzial für materialeffizienten Betonbau kommen soll und inwiefern sich die heutigen Formate der Zusammenarbeit zwischen Fachplanungen überhaupt verbessern lassen.

Bei der Planung wird stets auf Kosteneffizienz geachtet, und es wird angenommen, dass dies auch die materialeffizienteste Lösung liefert. In vielen Betonbauteilen ist dies jedoch immer dann nicht der Fall, wenn die Bauteildicke und die Bewehrung aus einer Interaktion mit anderen Fachbereichen heraus gesteuert wird, wie bspw. bei dicken Fundamentplatten im Hochbau und Infrastrukturbereich. Die Bemessung dieser Bauteile unterliegt grundsätzlich komplexen Wechselwirkungen zwischen Tragwerksplanung, Geotechnik, Betontechnologie und Ausführung. Die erforderliche Plattendicke resultiert in der Regel aus der Boden-Bauwerk-Interaktion und dem Nachweis des Durchstanzwiderstandes gegen punktuelle Lasteinwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS), während die Horizontalbewehrung in der Regel von der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter der Annahme des zentrischen Zwangs im jungen Betonalter dominiert wird. Beide Bemessungsaspekte, die Beanspruchung der Fundamentplatte infolge Boden-Bauwerk-Interaktion und deren Nachweis gegen Durchstanzversagen sowie die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter der Annahme des zentrischen Zwangs im jungen Betonalter werden jedoch eher durch zeitsparende ingenieurmäßige Vereinfachungen als durch physikalisch

sinnvolle interdisziplinäre Zusammenarbeit analysiert.

Weitere Dimensionen für Materialeinsparung und verbesserte Zusammenarbeit ergeben sich in den Schnittstellen zwischen Architektur und Tragwerksplanung sowie zwischen Haustechnik, Bauphysik und Tragwerksplanung.

Ein zentraler Bestandteil der agilen Tragwerksplanung ist die Stärkung der interdisziplinären Zusammenarbeit zwischen Tragwerksplanung, Geotechnik, Betontechnologie und Ausführung sowie zwischen Tragwerksplanung, Architektur, Haustechnik und Bauphysik mittels Etablierung von physikalisch sinnvollen Austauschformaten. Im Gegensatz zu den heute etablierten und auf Zeiteffizienz getrimmten Austauschformaten sollen diese eine ursachengerechte Interaktion zwischen den einzelnen Fachplanungen erlauben. Abbildung 3 stellt die etablierten Formate dem Vorschlag für eine agile Tragwerksplanung gegenüber. Die Hintergründe für die einzelnen Formate werden nachfolgend näher erläutert.

#### 3.1 Interdisziplinäre Zusammenarbeit zw. Tragwerksplanung u. Betontechnologie

Die Interaktion zwischen Tragwerksplanung und Betontechnologie beinhaltet einerseits die Definition Dauerhaftigkeitsanforderungen gemäß Expositionsklasse seitens der Tragwerksplanung und Bereitstellung von entsprechenden Dauerhaftigkeitseigenschaften seitens der Betontechnologie. Hinzu kommt seitens der Tragwerksplanung die Festlegung einer Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge erhärtungsbedingter Rissbildung, im Allgemeinen *Früher Zwang* genannt. Die

| Interaktion / Schnittstelle   | Etablierte Vorgehensweise         | Vorschlag Agile Tragwerksplanung |
|-------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| • TWP + Architektur.....      | Aposteriori Tragwerksnachweis     | Integraler Tragwerksentwurf      |
| • TWP + Geotechnik.....       | Bettungsmodulverteilung           | charakteristische Setzungsmulde  |
| • TWP + Betontechnologie..... | ausschl. Festigkeitsklasse        | tatsächliches Verhalten          |
| • TWP + Haustechnik.....      | Durchbruchfreigabe                | tragsystemverträgliche Go-Areas  |
| • TWP + Ausführung.....       | Mindestbewehrung für zentr. Zwang | Einschalzeit u. Nachbehandlung   |

Abbildung 3: Etablierte Austauschformate zwischen den einzelnen Fachdisziplinen mit Fokus auf Zeiteffizienz versus physikalisch sinnhafter Austauschformate für eine integrale Zusammenarbeit

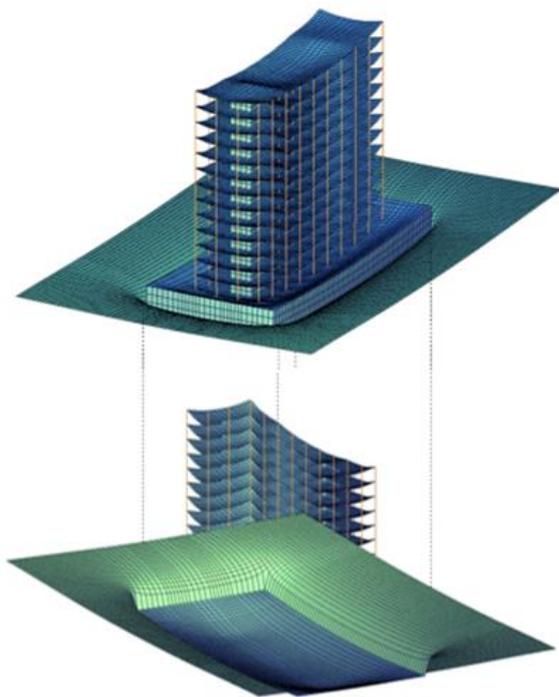
heutige Vorgehensweise zur Festlegung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite gemäß EC2 [5] erfolgt unter der Annahme von zentrischem Zwang im jungen Betonalter. Grundsätzlich ist das eine pragmatische Ingenieurlösung für ein komplexes Problem, die auf der Aufnahme einer empirisch abgeminderten Risschnittgröße (Annahme  $f_{ct,eff} = 0,5 \dots 1,0 f_{ctm}$ ) mit einer zulässigen Stahlspannung im Primärriss basiert. Dies erlaubt eine direkte und schnelle Bemessung der Mindestbewehrung, allerdings werden sämtliche Einflussfaktoren, die für die Rissbildung infolge Betonerhärtung von Bedeutung sind, wie bspw. Hydratationswärme, Schwinden und Kriechen, Steifigkeits- und Festigkeitsentwicklung, bauteiltypische Verformungseinwirkung und Behinderungssituation, Bauteillänge sowie Umgebungsbedingungen, nicht oder nur unzutreffend erfasst. In diesem Bemessungsmodell wird außerdem jegliche Interaktionsmöglichkeit zwischen denjenigen Projektpartnern, welche die Rissgefahr bzw. Rissintensität infolge Betonerhärtung effektiv beeinflussen könnten, nämlich Betontechnologie, Tragwerksplanung und Baustelle, konterkariert.

Die physikalische Ursache für diese Art der Rissbildung ist ein thermohygro-mechanisches Materialverhalten, das bereits beim Einbringen des Frischbetons in die Schalung beginnt und über die gesamte Lebensdauer anhält. Die aus diesem Verhalten resultierenden Verformungen könnten in interdisziplinärer Zusammenarbeit zwischen Betontechnologie (Bereitstellung zeitabhängiger Materialkennwerte), Tragwerksplanung (Ermittlung von Zwangsspannungen in Abhängigkeit von Betonverhalten, Bauteiltyp, Randbedingungen in der Herstellung und Nachbehandlung sowie Austrocknung und Temperatureinwirkung im Nutzungszeitraum) und Ausführung (Abstimmung hinsichtlich Randbedingungen in der Herstellung und Nachbehandlung) ermittelt werden. Dies erfordert natürlich nicht nur ein interdisziplinäres Vorgehen, sondern auch eine planungsphasenübergreifende Abstimmung, die in den gängigen Planungspraxis nicht vorgesehen ist. Dies ist aber möglich - wie einige Regelwerke zeigen, z. B. [6]. Letztendlich lassen sich aus dieser Interaktion nicht nur wirtschaftliche Lösungen für die Mindestbewehrung erzielen, wie bspw. mit den heute schon verfügbaren Richtlinien [7] und [8]. Dieses interdisziplinäre Vorgehen lässt auch

kritische Situationen erkennen, in denen die pragmatische Lösung auf Basis einer empirisch abgeminderten Risschnittgröße unzureichend ist, oder auch weiterführende Anforderungen hinsichtlich Frischbetontemperatur und maximaler Bauteiltemperatur negativ auf die mögliche Bauwerksqualität auswirken, [9]. Darüber hinaus ermöglicht der interdisziplinäre Ansatz auch innovative Bauweisen, wie bspw. den fugenlosen Wasserbau oder den fugenlosen Hochbau.

### 3.2 Interdisziplinäre Zusammenarbeit zw. Tragwerksplanung u. Geotechnik

In der Tragwerksplanung wird die Boden-Bauwerk-Interaktion entweder mit einem gebetteten Teilmodell für die Fundamentplatte oder einen sogenannten steifen Kellerkasten oder mittels 3D-Gesamtmodellen analysiert, wie in Abbildung 1 dargestellt. Die Bettung wird dabei meist mit aus der Geotechnik abgeleiteten Bettungsmodulen für eine setzungsrelevante Lastkombination modelliert. In manchen Fällen erfolgt die Modellierung der Nachgiebigkeit des Baugrunds auch mittels linear-elastischem Halbraum als semi-analytisches Verfahren, welches das Bodenverhalten nach der Steifemodulmethode abbildet. Unabhängig von der Diskussion, welche Bettung des Modells geeigneter ist und ob diese linear-elastischen Ansätze das plastische Verhalten des Bodens überhaupt abbilden können, wurde in [3] gezeigt, dass die statische Analyse mit gebetteten Modellen zunächst zu einer Vermischung der Teilsicherheitsbeiwerte für Schnittkräften infolge von Lasten und Zwangskräften infolge von aufgezogenen Verformungen führt. Die Verwendung der durch die geotechnische Analyse ermittelten Setzungsverteilung als separater Lastfall mit vorgegebenen Verschiebungen in der statischen Analyse, wie in Abbildung 4 gezeigt, während alle anderen Einwirkungen mit einem starr gelagerten Modell analysiert werden, ermöglicht dagegen eine eindeutige Zuordnung von Teilsicherheitsbeiwerten je nach Einwirkungsart. Insgesamt können so die resultierenden Gründungskräfte für den Durchstanznachweis - und damit die Dicke der Platte - deutlich reduziert werden, wie in [3] gezeigt. Dieser Ansatz erfordert jedoch eine physikalisch sinnvolle Interaktion zwischen Tragwerksplanung und geotechnischer Analyse, da die Bemessung der Plattendicke iterativ zwischen den beiden Disziplinen erfolgt.



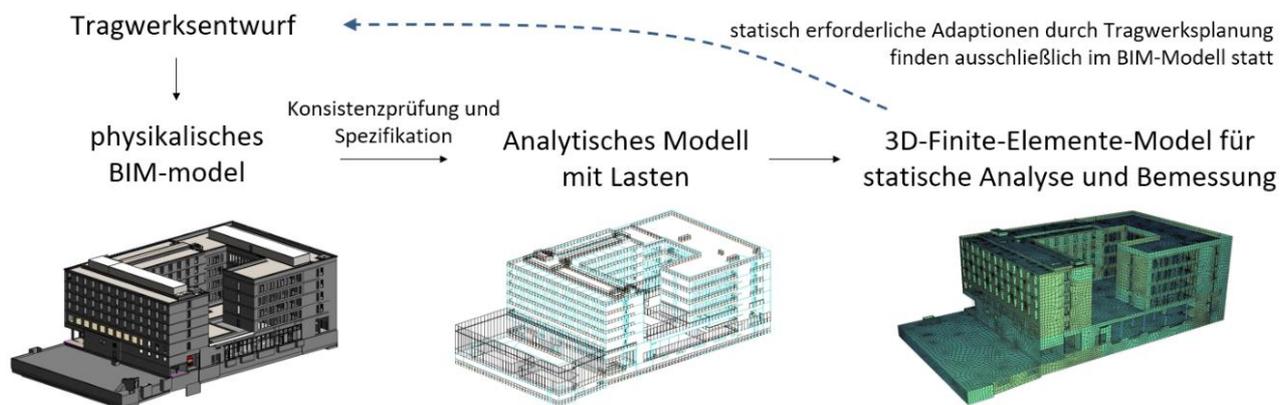
**Abbildung 4:** Überhöhte Darstellung der Bauwerksverformung in der Kontaktfläche zum Baugrund, die als separater Lastfall von Knotenverschiebungen in der statischen Analyse aufgezungen wurde

### 3.3 Interdisziplinärer Tragwerkentwurf u. interdisziplinäre Zusammenarbeit zw. Tragwerksplanung, Bauphysik u. Haustechnik

Der interdisziplinäre Tragwerkentwurf und die interdisziplinäre Zusammenarbeit zwischen Tragwerksplanung, Bauphysik und Haustechnik bedürfen einer Verschneidung von Fachmodellen, die heute vor allem durch das Building Information Modelling (BIM) realisiert werden können. Die hierdurch geschaffene integrale BIM-basierte

Planung hat verschiedene Facetten, bspw. architekturbasierte BIM-Modelle im Hochbau, die weiter in der Planung der Haustechnik (HKLS-Planung), des Energiesystems mit Simulation des Energiebedarfs, der Belichtung, der Akustik und/oder der Behaglichkeit, bis hin zur Ausschreibung, Vergabe und Abrechnung (AVA) verwendet werden können. Darüber hinaus ermöglichen diese Modelle eine frühzeitige Konflikterkennung in der Bauablaufplanung, ganzheitliches Kostenmanagement während der Errichtung und Nutzung (LCC) und eine fundierte Analyse der Umweltauswirkungen des Bauwerks (LCA, CO<sub>2</sub>-Emmission, GWP, etc.). Eine weitere Möglichkeit ist die integrale und durchgängige Zusammenarbeit zwischen Architektur- und Tragwerksplanung im gemeinsamen BIM-Modell. In der heutigen Planungspraxis erfolgt die Zusammenarbeit zwischen Architektur, Tragwerksplanung und Geotechnik über vordefinierte Schnittstellen. Hierbei werden auf Basis eines bestimmten Planungsstands der Architektur eigenständige und entkoppelte Berechnungsmodelle für die statische Analyse und Bemessung erstellt. Die Gründe für diese Vorgehensweise sind vielschichtig und oftmals allein schon in den spezifischen Anforderungen an statische Berechnungsmodelle und den etablierten Nachweisformaten begründet.

Im Gegensatz dazu bietet eine integrale Architektur- und Tragwerksplanung im gemeinsamen BIM-Modell in Kombination mit einer interdisziplinären Zusammenarbeit zwischen Tragwerksplanung, Bontontechnologie und Geotechnik im Gesamtmodell, wie in Abbildung 5 gezeigt, ein enormes Potenzial für das ressourcenverantwortungsvolle Planen und Bauen.



**Abbildung 5:** General workflow eines integralen Tragwerkentwurfs von Architektur und Tragwerksplanung im gemeinsamen BIM-Modell

Neben den offensichtlichen Benefits aus der Nutzung von Synergien und der Erhöhung der Flexibilität im Planungsprozess ergibt sich insbesondere eine Qualitätssteigerung für das BIM-Modell als Ganzes, eine bessere Berücksichtigung der primären Tragstruktur im gesamten Planungsprozess, insbesondere in frühen Planungsphasen, sowie eine schlüssige Integration der Tragstruktur im BIM-Modell, die bei Ausführungsänderungen und späteren Bestandsanalysen oder Umnutzungen direkt verfügbar ist. Zudem wird die mit der statischen Analyse und Bemessung am 3D-Modell einhergehende verbesserte Kraftflussanalyse direkt in den Workflow integriert.

## 4 Aktuelle Forschungsaktivitäten

### 4.1 FFG Collective Research Forschungsprojekt AgileTragwerkplanung

Dieses Forschungsprojekt hinterfragt die heute in der Planungspraxis etablierten Vorgehensweisen bei der Kraftflussanalyse unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion und lotet das Potential für materialeffizientere Planung durch Anwendung mechanisch konsistenterer Berechnungsansätze im Sinne einer agilen Tragwerksplanung aus.

Aus wissenschaftlicher Sicht verfolgt das Forschungsvorhaben das Ziel, eine fundierte Grundlage für die konsistente und konsequente Analyse und Bemessung mit 3D-Gesamtmodellen zu entwickeln. Das Forschungsvorhaben hat allerdings nicht zum Ziel, die althergebrachte Methode einer 2D-Analyse mit herausgelösten und auf Kraftfluss gekoppelten Teilmodellen durch komplexe Betrachtungen am 3D-Gesamtmodell zu ersetzen. Vielmehr soll Klarheit für eine Betrachtung am 3D-Gesamtmodell geschaffen werden, sodass das Optimierungspotenzial einer konsistenten und konsequenten Betrachtung am 3D-Gesamtmodell nicht durch eine Plausibilisierung mittels 2D-Betrachtung ad absurdum geführt wird. Für die Praxis sollen letztendlich anwendungsfreundliche und transparente Empfehlungen für die konsistente und konsequente Analyse und Bemessung mittels 3D-Gesamtmodellen bereitgestellt werden.

### 4.2 FFG Bridge Projekt FoundPlatePunchOpt

Das normative Nachweisformat für das Durchstanzen von Fundamentplatten ist hinsichtlich des tatsächlichen mechanischen Verhaltens kritisch zu hinterfragen. Wichtige Faktoren für den Versagensmechanismus, wie das Zusammenwirken der Stützen, das Umlagerungspotential innerhalb des Bauwerks und die notwendige bzw. mögliche Rotation der Platte, werden im Modell nicht direkt und auch nur empirisch berücksichtigt. Den grundsätzlichen Unterschied zwischen herausgelöster Betrachtung im Nachweisformat und tatsächlichem Bauwerkverhalten veranschaulicht Abbildung 6. Im beantragten Vorhaben wird versucht, den Versagensmechanismus des Durchstanzens von Fundamentplatten für reale Bauwerksbedingungen realistisch abzubilden. Hierzu werden diverse Simulationsmodelle, beginnend mit der thermohygro-mechanischen Simulation, über praxisübliche 3D-Gesamtmodelle von Bauwerken hin zu geotechnischen Simulationsmodellen mit hochwertigen Stoffgesetzen sowie bruchmechanischen Simulationsmodellen für Beton erstellt und miteinander verknüpft. Das Ergebnis des Vorhabens ist ein mechanisch konsistentes Nachweisverfahren für Durchstanzen von Fundamentplatten unter Berücksichtigung Boden-Bauwerk-Interaktion und dem semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzept.

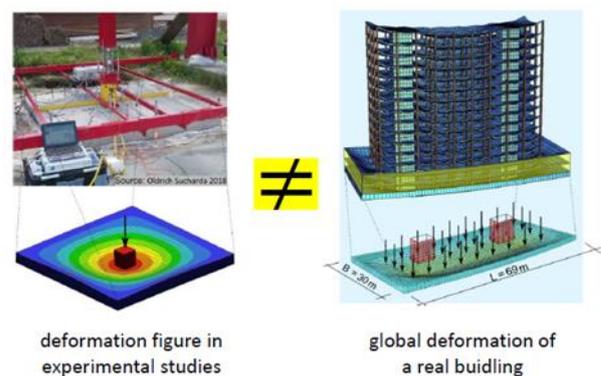


Abbildung 6: Versuche zum Durchstanzen von gebetteten Platten versus Bauwerkverhalten

### 4.3 Stadt der Zukunft Reallabor QualitySysVillab

Das Reallabor QualitySysVillab legt den Fokus auf die integrale Zusammenarbeit zwischen Architektentwurf, Energiesystem- und Tragwerksplanung in sehr frühen Planungsphasen. Ziel dieses

Forschungsprojektes ist es, ein innovatives Prozess-Konzept in Kombination mit neuen digitalen Methoden zu entwickeln und in einer Case-Study zu testen, um reale Quartiersentwicklungen integrativ und nachhaltig zu gestalten. Dabei wird gezielt darauf eingegangen, Energieeffizienz, regenerative Energieversorgung, Materialeffizienz und andere funktionale und nachhaltige Qualitäten, von der Absichts- und Ankündigungsebene, in die gebaute Realität zu bringen. Die Projektpartner im Projekt QualitySysVillab, ÖBB als Klimaaktiv Partner, die Stadt Villach als Klimapionier-Partnerin des Klimaministeriums, sowie die TU Graz (Projekt Klimaneutrale TU Graz) verfolgen ambitionierte Klimaziele und bearbeiten im vorliegenden Projekt Lösungsansätze auf drei Handlungsebenen: 1) Integratives Prozesssteuerungsmodell zur Sicherung nachhaltiger Qualitäten in der Quartiersentwicklung 2) Urban Information Model als zentrales, digitales Gesamtdatenmodell in Verbindung mit den Fachmodellen Energie und Tragwerk 3) Real Life Test in der Case-Study Innovation District Villach Westbahnhof.

## 5 Ausblick

Beton ist ein unglaublich leistungsfähiger Baustoff, der mit enormer Vielseitigkeit auf die spezifischen Anforderungen einer Anwendung zugeschnitten werden kann. Betrachtet man unsere gebaute Umwelt, so kann man ohne Übertreibung sagen, dass Beton ein wesentlicher Bestandteil unserer Zivilisation ist - und in vielen Fällen auch alternativlos. Gleichzeitig birgt das Bauen mit Beton aber auch ein erhebliches Treibhauspotenzial. Die aktuelle Umweltkrise drängt daher zum Bau nachhaltigerer Strukturen, was einen radikalen Wandel in der Art und Weise erfordert, wie wir planen und bauen. Mehr denn je werden innovative Lösungen entwickelt, um das Treibhauspotenzial von Beton zu reduzieren. Seitens der Materialtechnologie werden Betone mit reduziertem CO<sub>2</sub>-Ausstoß entwickelt und seitens der Tragwerksplanung liegt der Fokus auf massenoptimierten Betonbauteilen. Die Umsetzung dieser Innovationen erfordert jedoch die Bereitstellung von Bemessungsgrundlagen für das Bauen mit CO<sub>2</sub>-reduzierten Betonen und nichts weniger als eine Revolutionierung des Planungsprozesses im Sinne einer agilen Tragwerksplanung.

Leichter gesagt als getan, denn diese Interdisziplinarität und Agilität in der Tragwerksplanung erfordert ein fundamentales Umdenken und eine aufgeschlossene Neugestaltung der Rahmenbedingungen von Bauplanungsprozessen inklusive stärkerer Einbeziehung der Tragwerksplanung in frühe Planungsphasen. Aber auch die Ausbildung ist hier in der Pflicht. Neben den mechanischen Grundlagen und normativen Anforderungen bei der statischen Analyse und Bemessung von Bauwerken sind neue Planungsmethoden mit 3D Gesamtmodellen, verformungsbasierte Ansätze sowie nichtlineare Berechnungsverfahren fundiert zu vermitteln. Dabei geht es auch darum, diese neuen Methoden nicht exklusiv aus tragwerksplanerischer Sicht, sondern auch interdisziplinär und agil anzuwenden.

## 6 Literatur

- [1] Schlicke, D.: *Agile Tragwerksplanung*, Beton- und Stahlbetonbau 118, 2023. <https://doi.org/10.1002/best.202370303>
- [2] Schlicke, D.: *Ressourcenverantwortungsvolles Bauen mit Beton durch agile Tragwerksplanung*, Agile Digitalisierung im Baubetrieb, Wiesbaden, Germany, Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, 2023, pp. 683-700.
- [3] Schlicke, D., Tschuchnigg, F., Fischnaller, H. und Pfaff, K., *Statische Analyse und Bemessung von Gebäuden mittels 3D-Gesamtmodellen*, in Beton-Kalender 2024, Ernst & Sohn, 2024.
- [4] Schlicke, D., *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton*, 2. überarbeitete Auflage, 2. überarbeitete Auflage Hrsg., Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2016.
- [5] Eurocode 2, *EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2015.
- [6] öbv-Richtlinie, *Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannen*, Österreichische Bautechnik Vereinigung e.V., 2018.
- [7] öbv-Merkblatt, *Analytisches Bemessungsverfahren für die Weiße Wanne optimiert*, Österreichische Bautechnik Vereinigung e.V., 2018.
- [8] BAW Merkblatt (Gelbdruck) *Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven*

*Wasserbauwerken (MRZ)*, Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Massivbau, Karlsruhe, 2019

- [9] Cordes, T., Schlicke, D. *Optimierung der Bauwerksqualität durch Rissvermeidung mit Bauteiltemperaturen  $> 45\text{ °C}$ , am Beispiel des Brenner Basistunnels*, Grazer Betonkolloquium 2024.



**Fachbeiträge zu den Posterpräsentationen  
im Rahmen des Best Paper Awards für PhD – KandidatInnen  
(begutachtet)**



# Materialoptimierte UHPFRC-Segmentbrücken – Untersuchungen zur Ermüdungsbeanspruchung sowie zum Ermüdungsverhalten der profilierten Trockenfugen

Linus Joachim, Vincent Oettel

*Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Deutschland*

## KURZFASSUNG:

Aufgrund der sehr hohen Festigkeiten und Dauerhaftigkeit von ultrahochfestem faserverstärktem Beton (UHPFRC) lassen sich mit diesem Material äußerst dünnwandige und ressourceneffiziente Bauwerke, wie z. B. Segmentbrücken, errichten. Aufgrund der Schlankheit dieser Bauwerke steigt das Verhältnis zwischen zyklischen Verkehrs- und statischen Eigenlasten im Vergleich zu Bauwerken aus Normalbeton und führt zu einer ungünstigeren Ermüdungsbeanspruchung. Um diesen Sachverhalt näher zu quantifizieren, wurden FE-Untersuchungen an Segmentbrücken unter Variation der Betonfestigkeit und Anpassung der Querschnittsabmessungen durchgeführt und die resultierenden Spannungen ausgewertet. Bei segmentären Fertigteilkonstruktionen ist die Tragfähigkeit der (Trocken-)Fugen entscheidend, da diese Diskontinuitätsbereiche darstellen und ihre Tragfähigkeit für die Gesamttragfähigkeit von wesentlicher Bedeutung ist. Für profilierte UHPFRC Trockenfugen unter monoton steigender Belastung wurden deshalb die in der Literatur verfügbaren Versuche in einer Datenbank zusammengestellt, die Genauigkeit bestehender Ansätze analysiert und ein modifizierter Ansatz entwickelt. Um das Degradationsverhalten von profilierten, trockengefügt Segmentfugen aus UHPFRC auch unter Ermüdungsbeanspruchung beschreiben zu können, wurden zyklische Schubversuche durchgeführt.

## 1 Einleitung

Viele Stahlbeton- und Spannbetonbrücken sind in einem maroden Zustand oder können den gestiegenen Verkehrsbeanspruchungen nicht mehr ausreichend lange standhalten. Sie müssen auf lange Sicht ersetzt werden. Im konventionellen Brückenneubau mit Ortbeton ist im Vergleich zum Fertigteilbau aufgrund der variablen Bedingungen und vielen Einflussfaktoren eine gleichbleibend hohe Qualität schwieriger zu erreichen, was sich negativ auf die Dauerhaftigkeit und Lebensdauer der Brücken auswirkt. Zudem stellt der Brückenbau in Ortbetonbauweise einen immensen Eingriff in den Straßenverkehr dar, welcher mit Staus, langen Umwegen und sehr hohen volkswirtschaftlichen Schäden einhergeht. Eine äußerst zielführende, zukunftsweisende, ökonomische sowie ökologische Alternative stellt dagegen der Segmentbrückenbau mit profilierten

Trockenfugen aus ultrahochfestem Stahlfaserbeton (UHPFRC) dar, womit sich sehr dünnwandige, schlanke und materialoptimierte Brückentragwerke in kurzer Zeit errichten lassen (u. a. [1], [2], [3], [4], [5]). Brückentragwerke unterliegen neben statischen Beanspruchungen auch hohen zyklischen Beanspruchungen, hauptsächlich aus Verkehr. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass schlanke und filigrane Konstruktionen anfälliger für Ermüdungsbeanspruchungen sind. Bei dünnwandigen UHPFRC-Bauteilen resultiert aus den geringeren Eigenlasten ein größeres Verhältnis zwischen zyklischen (Verkehrs-) und statischen (Eigen- und Ausbau-) Lasten im Vergleich zu massiveren Bauteilen aus Normalbeton, was zu einer ungünstigeren Ermüdungsbeanspruchung führt. Zudem treten bei ermüdungsbeanspruchten Bauteilen, u. a. als Folge einer langen Nutzungszeit (Lebensdauer von UHPFRC  $\gg 100$

Jahre) und den hochzyklischen Einwirkungen Lastwechselzahlen auf, die nicht zu vernachlässigen sind und ggf. zu Ermüdungsproblemen bei dünnwandigen UHPFRC-Konstruktionen führen können. Um diesen Sachverhalt näher zu untersuchen und die Ermüdungsbeanspruchungen näher zu quantifizieren, wurden FE-Untersuchungen an Segmentbrücken mit Hohlkastenquerschnitten unter Variation der Betonfestigkeit (NSC, HSC und UHPFRC) durchgeführt, im Zuge einer Bemessung die Querschnittsabmessungen optimiert und die Ober- und Unterspannungen sowie die Spannungsschwingbreiten der Normal- und Schubspannungen an den maßgebenden Stellen ausgewertet.

Bei der Ausführung von Segmentkonstruktionen ist ein besonderes Augenmerk auf die profilierten Trockenfugen zu legen, da diese Diskontinuitätsbereiche darstellen und ihre Tragfähigkeit für die Gesamttragfähigkeit von wesentlicher Bedeutung ist. Das Tragverhalten und die Schädigungsmechanismen von profilierten UHPFRC-Trockenfugen unter monoton steigender Belastung wurde bereits erforscht (z. B. [6], [7], [8]) und ist weitestgehend bekannt. Hierfür wurden Versuche und Ansätze aus der Literatur zusammengestellt und ein „allgemeingültiger“ Berechnungsansatz abgeleitet [9]. Unter zyklischer Belastung ist das Tragverhalten von profilierten UHPFRC-Trockenfugen dagegen noch relativ unerforscht und weitestgehend unbekannt. Untersuchungen zur Schubtragfähigkeit von profilierten UHPFRC Trockenfugen unter zyklischer Belastung wurden bisher nur von Plank et al. [10] und den Autoren [5] durchgeführt.

## 2 Untersuchungen zur Ermüdungsbeanspruchung

### 2.1 Allgemeines

Um den Sachverhalt der zunehmenden Ermüdungsbeanspruchungen bei schlanken und filigranen Segmentkonstruktionen näher zu untersuchen, wurden numerische Untersuchungen an Segmentbrücken mit unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten und variierenden Querschnittsabmessungen bzw. Schlankheiten durchgeführt [11]. Ausgangsbasis der Untersuchungen bildete eine extern vorgespannte Straßenbrücke mit Hohlkastenquerschnitt in Ortbetonbauweise aus normalfestem Beton C45/55 (M-NSC bzw. monolithische

Referenzbrücke). Das statische System ist ein in Längs- und Querrichtung statisch bestimmt gelagerter Einfeldträger mit einer effektiven Stützweite von 80,00 m bzw. einer Brückenlänge von 81,20 m (Abbildung 1).

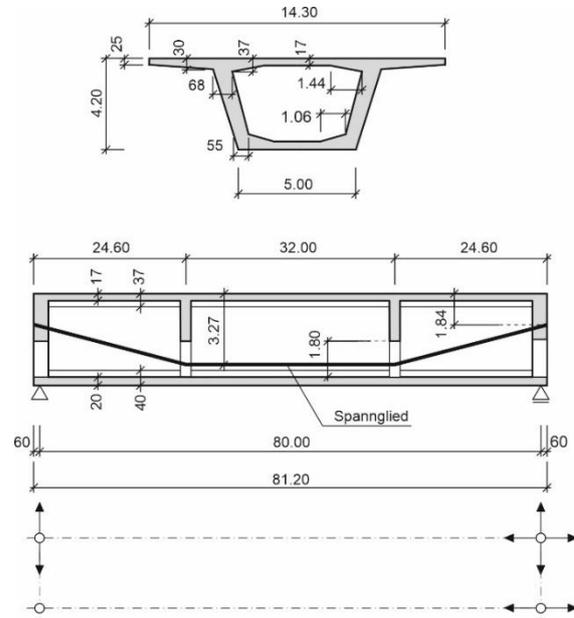


Abbildung 1 Querschnitt, Längsschnitt und Lageranordnung der Referenzbrücke M-NSC

Auf Grundlage der dieser Brücke zugrundeliegenden Anforderungen wurden weitere Varianten entwickelt und durch Segmentierung, Verwendung höherer Betondruckfestigkeiten sowie anschließender Anpassung der Querschnittsgeometrie systematisch optimiert:

- S-NSC: segmentierte Variante aus C45/55
- S-HSC: segmentierte Variante aus C80/95 mit optimiertem Querschnitt
- S-UHPFRC-1: segmentierte Variante aus C140 mit optimiertem Querschnitt
- S-UHPFRC-2: segmentierte Variante aus C140 und in Anlehnung an Stahlbaukonstruktionen optimiertem Querschnitt

Für die Varianten S-UHPFRC-1 und S-UHPFRC-2 wurde ein ultrahochfester Beton mit einem Mikro-Stahlfasergehalt von 2,50 Vol.-% angesetzt. Für die Bewehrung wurde Betonstahl der Güte B500 und für die Vorspannung wurde Spannstahl der Stahlorte Y1770 gewählt.

Die Segmentierung der Brücken erfolgte mittels 28 Regelsegmenten, zwei Endsegmenten (S1 und S1') und zwei Querschottsegmenten (S10 und S10') mit

einer Breite in Brückenlängsrichtung von jeweils 2,50 m. Die gewählte Segmentbreite ist im Segmentbrückenbau üblich und stellt u. a. die Transportfähigkeit sicher (z. B. [12], [13]). In Brückenmitte wurde ein zusätzliches Regel-Segment (S17) mit einer Breite von 1,20 m angeordnet (Abbildung 2), um die erforderliche Brückenlänge von 81,20 m zu erreichen.

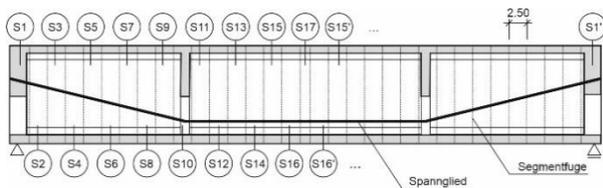


Abbildung 2 Segmentierung der Hohlkastenbrücken

### 2.2 Berechnungsmethoden

Die numerischen Berechnungen erfolgten mit dem FE-Softwarepaket SOFiSTiK 2022. Die untersuchten Varianten wurden mithilfe von Schalenelementen als räumliche numerische Modelle und die Spannglieder mithilfe von Seilelementen abgebildet (Abbildung 3).

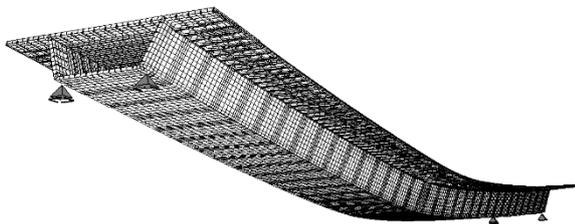


Abbildung 3 FE-Modell der Variante S-UHPFRC-2

Zur Berücksichtigung des nichtlinearen Tragverhaltens wurden die Berechnungen nach Theorie II. Ordnung durchgeführt. Neben den klaffenden Fugen wird zudem auch der Zuwachs der Biegemomente aus den Normalkräften am verformten System berücksichtigt. Die Fugen der segmentierten Varianten wurden in Anlehnung an [12] mithilfe von Federelementen abgebildet, wobei diese Druck- und Querkräfte übertragen können, jedoch unter

Zugbeanspruchung ausfallen. Eine detaillierte Beschreibung der Brückenberechnungen inklusive der Entwurfsgrundlagen ist in [11] zu finden.

### 2.3 Brückenvarianten

In Abbildung 4 sind die im Zuge der Untersuchungen entwickelten Querschnitte der Hohlkastenbrücken dargestellt. Die Variante S-NSC baut direkt auf der monolithischen Referenzbrücke M-NSC auf und segmentiert diese lediglich. Bei der Variante S-HSC konnten durch die Verwendung von HSC die Wanddicken des Hohlkastenquerschnitts verringert werden, wobei die Mindestabmessungen gemäß [14] eingehalten wurden und der HSC daher nicht vollständig ausgenutzt werden konnte. Da diese Mindestabmessungen nicht für UHPFRC gelten, der UHPFRC höhere Festigkeiten hat und eine geringere Betondeckung benötigt [15], konnten bei der Variante S-UHPFRC-1 die Wanddicken weiter reduziert werden. Die Reduzierung der Wanddicken wurde bei dieser Variante jedoch hinsichtlich der Vermeidung eines Stabilitätsversagens der dünnen Wandungen (Knicken und Beulen) begrenzt, obwohl die sehr hohen Festigkeiten des UHPFRC noch nicht vollständig ausgenutzt wurden. Als materialoptimierte UHPFRC Segmentbrücke wurde deshalb die Variante S-UHPFRC-2 entwickelt, wobei der Entwurf auf Überlegungen nach [13] für äußerst dünnwandige Brückenquerschnitte aus UHPFRC zurückgeht. Grundprinzip der Überlegung ist die vollständige Ausnutzung der hohen Festigkeiten und Dauerhaftigkeit des UHPFRC, bei gleichzeitiger Vermeidung von Stabilitätsproblemen. Um ein Stabilitätsversagen zu vermeiden, wurde die Konstruktion – in Anlehnung an Konstruktionen des Stahlbaus – mit Längs- und Querrippen konzipiert. Des Weiteren wurde die Querschnittshöhe verringert. Das enorme Ressourcensparpotential dieser Konstruktionsmethode ist in Abbildung 5 dargestellt, wonach die Variante S-UHPFRC-2 nur ein Drittel der Ressourcen der Referenzbrücke verbraucht. Zudem kann durch einen

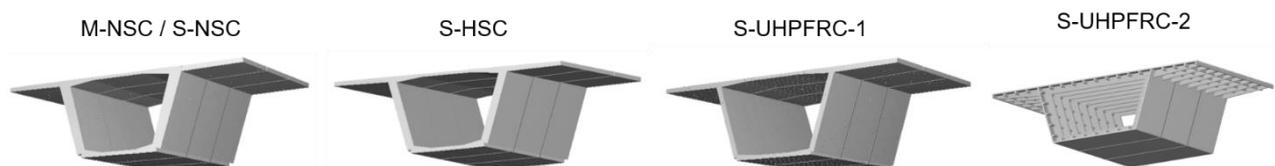


Abbildung 4 Querschnitte der entwickelten Varianten

materialgerechten Einsatz von UHPFRC neben den Ressourcen auch sehr viel Energie eingespart werden [16].

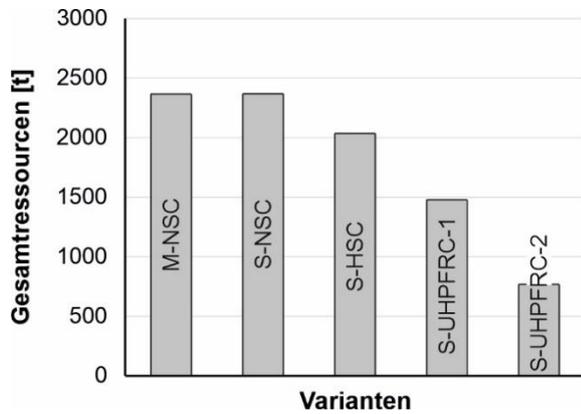


Abbildung 5 Gesamtressourcen der untersuchten Brückenvarianten

## 2.4 Auswertung der Spannungen

Die Normal- und Schubspannungen auf Gebrauchslastniveau in der häufigen Kombination wurden in den jeweils maßgebenden Segmentfugen (in Feldmitte für die Normalspannungen und im Auflagerbereich für die Schubspannungen) ausgewertet. Für eine Interpretation der Ergebnisse bzw. der

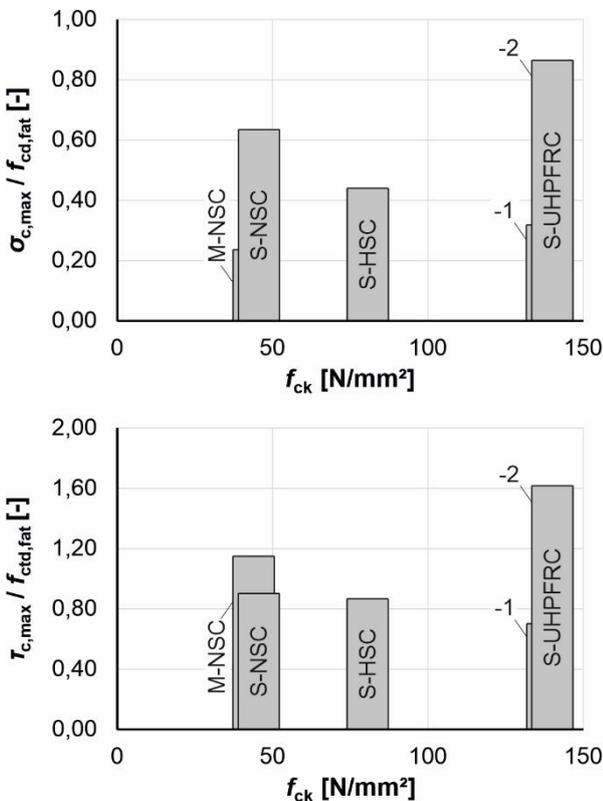


Abbildung 7 Bezogene Oberspannungen und Spannungsschwingbreiten der Normal- (oben) und Schubspannungen (unten) in Abhängigkeit der charakteristischen Betondruckfestigkeit

Ermüdungsbeanspruchungen wurden die Flächenelementspannungen und -schnittgrößen mittels Bemessungselementen über die Hohlkastenquerschnittsfläche integriert (Abbildung 6).

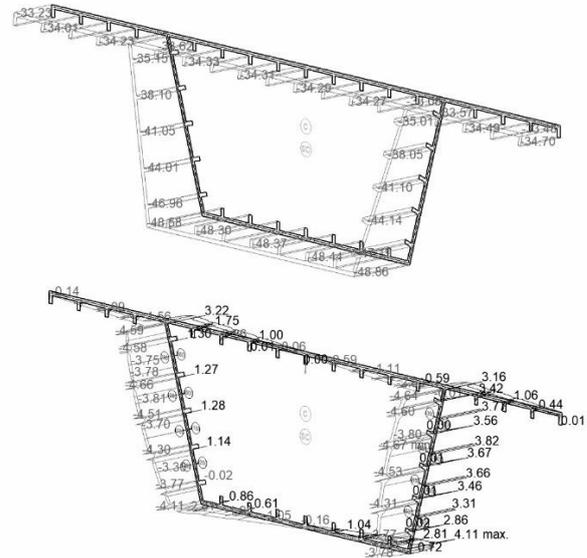
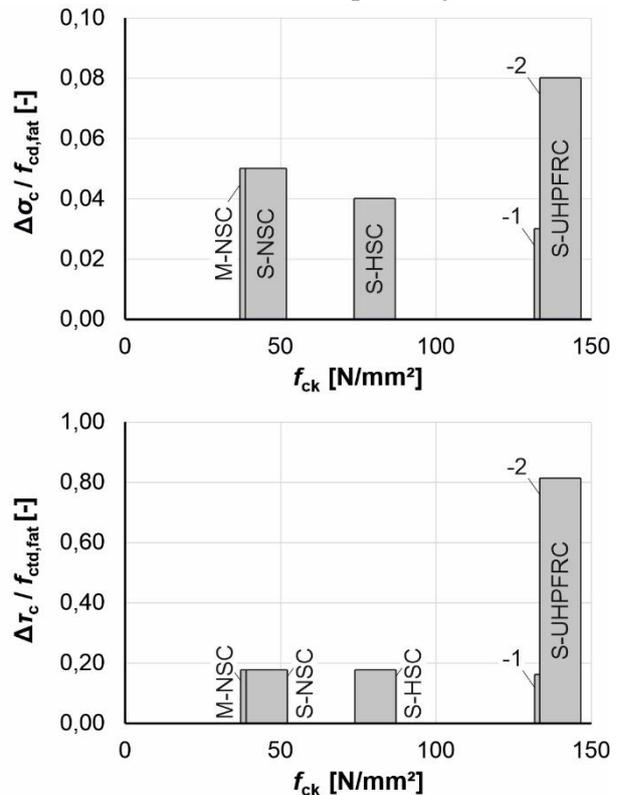


Abbildung 6 Beispielhafte Ausgabe der Normal- (oben) und Schubspannungen (unten)

Da es sich bei den Werten um Absolutwerte handelt und sich diese nur bedingt miteinander vergleichen lassen, werden die Spannungen bei den



Auswertungen auf die Bemessungswerte der Betonermüdungsfestigkeiten bezogen (Abbildung 7). Die Auswertungen der Varianten M-NSC, S-NSC, S-HSC und S-UHPFRC-1 zeigen, dass mit zunehmender Betongüte bzw. schlankerem und damit leichterem Brücke die bezogenen Oberspannungen und die bezogenen Spannungsschwingbreiten bei den Normalspannungen abnehmen und bei den Schubspannungen in etwa konstant bleiben. Demgegenüber ist für die Variante S-UHPFRC-2, bei der die Festigkeiten und Dauerhaftigkeit von UHPFRC durch eine materialgerechte Konstruktion konsequent ausgenutzt wurden, ein Anstieg der bezogenen Oberspannungen sowie der bezogenen Spannungsschwingbreiten zu verzeichnen. Die Zunahme der bezogenen Oberspannungen kann auf den reduzierten Querschnitt der materialoptimierten Variante zurückgeführt werden. Weiterhin ist zu erkennen, dass sich die Oberspannungen und die Spannungsschwingbreiten der bezogenen Normalspannungen für die einzelnen Varianten in etwa in gleichem Maße ändern. Die Ermüdungsbeanspruchungen bleiben damit ähnlich. Bei den Schubspannungen hingegen ist für die materialoptimierte Variante S-UHPFRC-2 ein deutlicher Anstieg zu erkennen. Abbildung 8 zeigt das Verhältnis von Spannungsschwingbreite zu Oberspannung der Schubspannungen. Der enorme Anstieg bei S-UHPFRC-2 kann auf das größere Verhältnis zwischen den zyklischen Ermüdungslasten aus Verkehr und den statischen Eigenlasten zurückgeführt werden und deutet auf eine erhöhte Ermüdungsbeanspruchung bei den Schubspannungen hin.

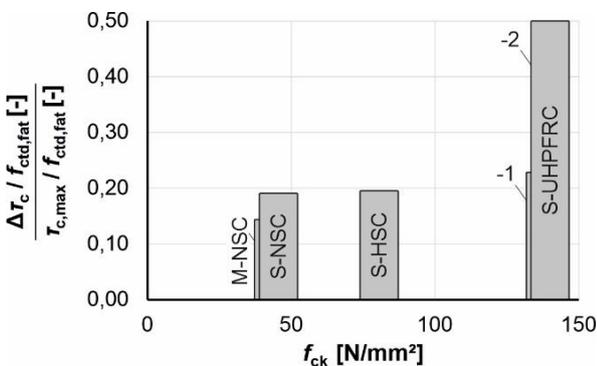


Abbildung 8 Verhältnis von Spannungsschwingbreite und Oberspannung der Schubspannungen

### 3 Tragverhalten profilierter UHPFRC Trockenfugen

#### 3.1 Monoton steigende Belastung

Bei den bisher durchgeführten Versuchen stellte sich in Abhängigkeit von der relativen Fugennormalspannung entweder ein Scherversagen der Fugenprofilierung, ein Druckversagen der Versuchskörper oder aber ein kombiniertes Mischversagen ein. Eine Zusammenstellung der Versuchsergebnisse in Abhängigkeit von der relativen Normal- und Schubspannung ist in Abbildung 9 dargestellt.

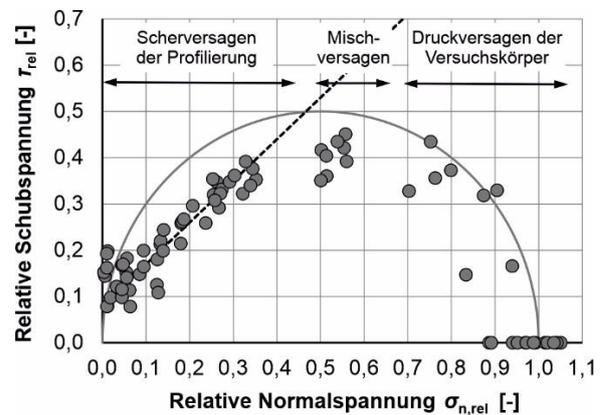


Abbildung 9 Zusammenstellung bisheriger Versuchsergebnisse in Abhängigkeit von der relativen Normal- und Schubspannung

Berechnungsansätze, die das Tragverhalten von profilierten UHPFRC Trockenfugen beschreiben, basieren fast ausschließlich auf eigenen Versuchsergebnissen der jeweiligen Autoren und haben daher nur eine begrenzte Aussagekraft. Deshalb wurden erstmals alle verfügbaren Versuchsergebnisse in einer Datenbank zusammengestellt und die Ansätze analysiert und bewertet [9]. Es zeigte sich, dass keiner der bisherigen Ansätze alle derzeit in der Literatur verfügbaren Versuchsergebnisse präzise abbilden kann. In einigen Fällen traten sehr starke Abweichungen auf. Aus diesem Grund wurde der Ansatz nach [8] mit der höchsten Genauigkeit auf der Grundlage mechanischer Überlegungen und einer Sensitivitätsanalyse modifiziert. Dieser modifizierte additive Ansatz zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den derzeit verfügbaren Versuchsergebnissen und setzt sich aus einem Traganteil aus Reibung und einem Traganteil aus Profilierung zusammen:

$$V_{R,joint} = \mu \cdot \sigma_n \cdot A_{sm,fail} + f \cdot f_c \cdot A_{failure} \leq 0.35 \cdot f_c \cdot A_{failure} \quad (1)$$

- $\mu$ .....Reibungskoeffizient = 0,80
- $\sigma_n$ .....Fugennormalspannung  $\sigma_n \leq 0.6 \cdot f_c$
- $A_{sm,fail}$ .....glatte/nicht profilierte Fugenfläche
- $f$ .....Faktor zur Berücksichtigung der Schubtragfähigkeit der Profilierung  
 $f = 0.44 \cdot \sigma_n / f_c + 0.22$
- $f_c$ .....Zylinderdruckfestigkeit vom Beton
- $A_{failure}$ .....Grundfläche der Profilierung in der Versagensebene

Die Begrenzung der Fugennormalspannung von  $\sigma_n \leq 0.6 \cdot f_c$  ergibt sich aus der Auswertung der Versuchsergebnisse, da bei Überschreiten des Grenzwertes ein Druckversagen auftritt (Abbildung 9). Um ein Mischversagen zu vermeiden, wurde zudem für die maximal übertragbare Schubkraft  $V_{R,joint}$  ein Grenzwert von  $0.35 \cdot f_c \cdot A_{failure}$  festgelegt. Abbildung 10 zeigt den Vergleich zwischen dem modifizierten Berechnungsansatz ( $V_{R,joint}$ , Gleichung (1)) und den experimentellen Versuchsergebnissen ( $V_{u,exp}$ ). Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen experimenteller und berechneter Schubtragfähigkeit mit einem Median  $m$  von 0,99 und einem Erwartungswert  $E(X)$  von 1,01.

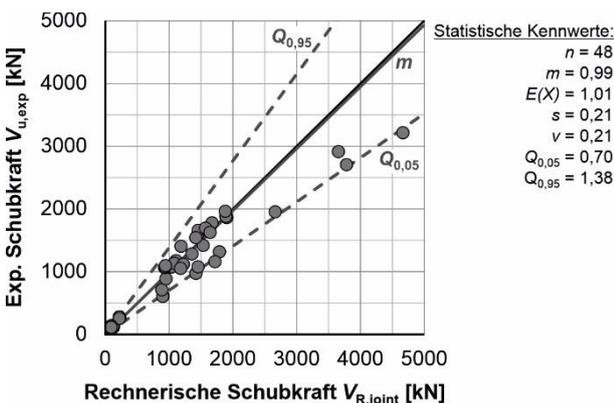


Abbildung 10 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Schubtragfähigkeit

### 3.2 Zyklische Belastung

Aufbau und Abmessungen der von den Autoren durchgeführten einschnittigen Schubversuche sind in Abbildung 11 dargestellt.

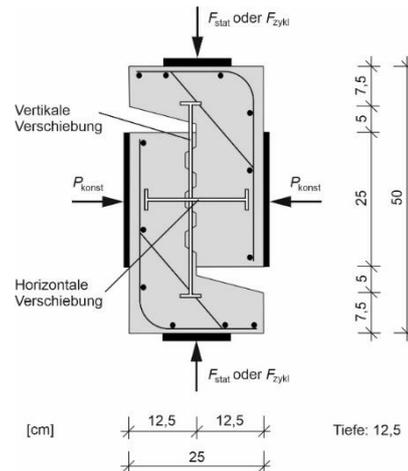


Abbildung 11 Aufbau und Abmessungen der einschnittigen Schubversuche

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte mittels Match-Cast-Verfahren, wobei eine spezielle Schalung entwickelt wurde, sodass sich die Fließrichtung des UHPFRC und damit die Ausrichtung der Mikrostauffasern möglichst analog zu großformatigen UHPFRC Segmentbalken bzw. deren Stegen einstellt (Abbildung 12, links). Der Stauffasergehalt ( $l_f/d_f = 13/0,19$  mm) betrug 2,50 Vol.-%. Vor der Versuchsdurchführung wurde die Passgenauigkeit der Trockenfugen mittels Streifenlichtscanner GOM ATOS untersucht. Die Schubversuche wurden mittels einer Stahlkonstruktion mit PTFE-Gleitlagern (zwischen Stahlkonstruktion und Probekörpern) und Spannstangen mit einer Fugennormalspannung von  $\sigma_n = 7,5$  N/mm<sup>2</sup> vorgespannt. Die Ermüdungsversuche wurden bei einer Unterlast von  $0,05 \cdot F_u$  und einer variierenden Oberlast von  $0,85, 0,75$  und  $0,65 \cdot F_u$  sowie einer Belastungsfrequenz von 3 Hz in einer 4-Säulen-Prüfmaschine durchgeführt (Abbildung 12, rechts).

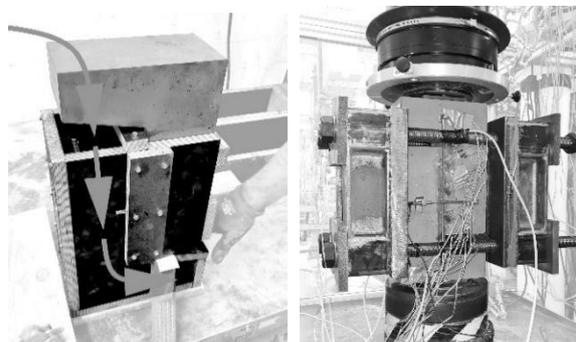


Abbildung 12 Herstellung mittels Match-Cast-Verfahren (links) und Versuchsdurchführung (rechts)

Die Versuchskörper versagten auf Abscheren der Profilierung und zeigten bei zyklischer Belastung eine unter Ermüdungsbeanspruchung typische S-förmige Dehnungs- und Steifigkeitsentwicklung. Die zugehörige Versuchswöhlerlinie ist in Abbildung 13 dargestellt.

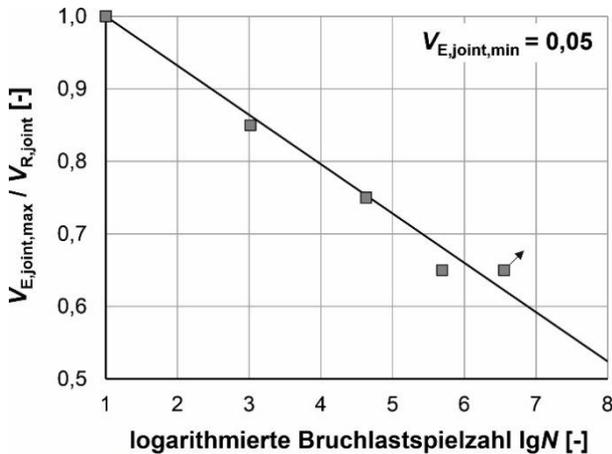


Abbildung 13 Erste Versuchswöhlerlinie der profilierten UHPFRC Trockenfugen

#### 4 Weiterführende Untersuchungen

Im Rahmen eines DFG-Forschungsvorhabens (Projekt Nummer 538139593) wird derzeit das Degradationsverhalten von profilierten, trockengefügt Segmentfugen aus UHPFRC unter zyklischer Beanspruchung grundlegend untersucht. Hierfür werden die Schädigungsmechanismen und -prozesse zu Beginn auf der Mesoskala (Material- und Schubversuche) untersucht und im Anschluss durch experimentelle Untersuchungen auf der Makroskala (Segmentbalken) ergänzt, um eine skalenübergreifende Betrachtung zu ermöglichen (Abbildung 14).

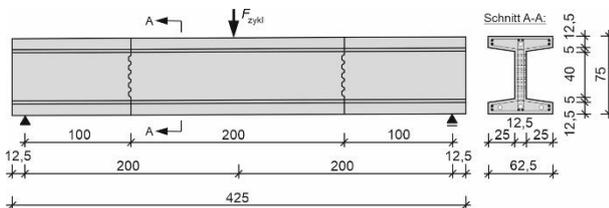


Abbildung 14 Längs- und Querschnitt der experimentellen Untersuchungen auf der Makroskala

Neben den systematisch abgestuften experimentellen Untersuchungen an klein- und großformatigen Versuchskörpern unter zyklischer Belastung werden begleitend numerische Untersuchungen durchgeführt, um das komplexe nichtlineare Trag- und

Verformungsverhalten der profilierten UHPFRC Trockenfugen besser nachvollziehen zu können. Abschließend sollen die Ergebnisse für die Entwicklung eines Ansatzes zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens von profilierten Trockenfugen aus UHPFRC herangezogen werden.

#### 5 Zusammenfassung

Um den Bedarf an Ersatzneubauten für die vielen schadhaften Stahlbeton- und Spannbetonbrücken zukünftig mit ressourceneffizienten und materialgerechten Alternativen zu erfüllen, bietet der UHPFRC Segment-Brückenbau einen vielversprechenden Ansatz. Durch die Schlankheit dieser dünnwandigen Tragwerke und den damit verbundenen geringeren Lasten aus Eigengewicht gewinnen die Verkehrslasten im Hinblick auf die Ermüdungsbeanspruchungen an Einfluss. Um diesen Sachverhalt näher zu untersuchen, wurden FE-Berechnungen zu Segmentbrücken mit Hohlkastenquerschnitt unter Variation der Betonfestigkeit durchgeführt, die Querschnittsabmessungen optimiert und die Ermüdungsbeanspruchungen ausgewertet. Es zeigte sich, dass durch eine materialgerechte Konstruktion, bei der die Festigkeiten und Dauerhaftigkeit von UHPFRC ausgenutzt werden, besonders im Hinblick auf die Schubspannungen eine erhöhte Ermüdungsbeanspruchung vorliegt.

Aus diesem Grund wurde das Schubtragverhalten der profilierten Trockenfugen weitergehend untersucht. Es wurden die verfügbaren Versuchsergebnisse unter monoton steigender Belastung zusammengestellt, die Genauigkeit bestehender Ansätze analysiert und der Ansatz mit der höchsten Genauigkeit modifiziert (Gleichung (1)).

Um das Degradationsverhalten der profilierten UHPFRC Trockenfugen unter Ermüdungsbeanspruchung beschreiben zu können, wurden erste zyklische Schubversuche durchgeführt und eine erste Versuchswöhlerlinie abgeleitet. Die Versuchskörper versagten – wie für diesen Vorspanngrad auch unter monoton steigender Belastung üblich – auf Abscheren der Profilierung und zeigten eine unter Ermüdungsbeanspruchung typische S-förmige Dehnungs- und Steifigkeitsentwicklung. Zum Abschluss wurden weiterführende Untersuchungen vorgestellt, die im Rahmen eines DFG-Projekts durchgeführt werden.

## 6 Literatur

- [1] Reichel, M.; Sparowitz, L.; Freytag, B. (2011) *Wildbrücke Völkermarkt – vorgespanntes Bogentragwerk aus UHFB-Segmentfertigteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 11, S. 760-769. [doi.org/10.1002/best.201100054](https://doi.org/10.1002/best.201100054)
- [2] Theiler, W.; Reicht, O.; Tue, N. V. (2015) *Auswirkungen von Unebenheiten bei trockenen Druckverbindungen von Beton-bauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 10, S. 687-698. [doi.org/10.1002/best.201500003](https://doi.org/10.1002/best.201500003)
- [3] Huß, M.; Waldenhofer, R.; Freytag, B.; Tue, N. V. (2022) *Zusammenwirken von Faser- und Betonstahlbewehrung bei biegebeanspruchten UHPC-Bauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 117 (2022), Heft 9, S. 699–710. [doi.org/10.1002/best.202200049](https://doi.org/10.1002/best.202200049)
- [4] Wilkening, M.; Schack, T.; Haist, M.; Oettel, V. (2023) *UHPFRC-Fertigteilsegmente für einen nachhaltigen und ressourcenschonenden Betonbrückenbau*. Beton- und Stahlbetonbau 118 (2023), Heft 11, S. 788-802. [doi.org/10.1002/best.202300054](https://doi.org/10.1002/best.202300054)
- [5] Joachim, L.; Wilkening, M.; Schmidt, B.; Oettel, V. (2024) *Fatigue Loading of thin-walled, segmental UHPFRC Structures and its Influence on the Capacity of their Keyed Dry Joints*. Proceedings of 6th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Building Materials for Sustainable Construction, S. 185-188. [doi.org/doi:10.17170/kobra-202402059519](https://doi.org/doi:10.17170/kobra-202402059519)
- [6] Gopal, A.; Hejazi, F.; Hafezolghorani, M.; Voo, Y. (2020) *Shear Strength of Dry and Epoxy Joints for Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete*. ACI Structural Journal 117 (2020), S. 279-288. [doi.org/10.14359/51718078](https://doi.org/10.14359/51718078)
- [7] Kim, Y.; Chin, W.; Jeon, S. (2018) *Interface Shear Strength at Joints of Ultra-High Performance Concrete Structures*. International Journal of Concrete Structures and Materials 12 (2018), 59. [doi.org/10.1186/s40069-018-0298-8](https://doi.org/10.1186/s40069-018-0298-8)
- [8] Oettel, V.; Empelmann, M. (2019) *Structural behavior of profiled dry joints between precast ultra-high performance fiber reinforced concrete elements*. Structural Concrete 20 (2019), S. 446-454. [doi.org/10.1002/suco.201800117](https://doi.org/10.1002/suco.201800117)
- [9] Oettel, V.; Joachim, L.; Schmidt, B. (2023) *Calculation approach of multi keyed dry joints for sustainable modular precast element constructions made of UHPFRC*. Construction and Building Materials 370 (2023), 130687. [doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130687](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130687)
- [10] Plank, M.; Frettlöhr, B.; Quappen, J.; Sobek, W. (2015) *Strukturoptimierte Türme für Offshore-Windenergieanlagen aus UHFFB in Segmentbauweise*. Forschungsbericht F 2935, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2015.
- [11] Wilkening, M.; Joachim, L.; Oettel, V. (2024) *Investigations on the fatigue loading of thin-walled and resource-efficient UHPFRC segmental bridges*. Engineering Structures 306 (2024), 117858. [doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117858](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117858)
- [12] Shin, J. (2017) *Ultra-High Performance Concrete (UHPC) Precast Segmental Bridges – Flexural Behaviour and Joint Design*. Dissertation, TU Hamburg-Harburg.
- [13] Reichel, M. (2010) *Dünnwandige Segmentfertigteilmbauweisen im Brückenbau aus gefasertem Ultrahochleistungsbeton (UHFB) – Tragverhalten, Bemessung und Konstruktion*. Dissertation, TU Graz.
- [14] ZTV-ING (2021) *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten*. Bundesanstalt für Straßenwesen, 2021.
- [15] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) (2022) *DAfStb-Richtlinie Ultrahochfester Beton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken aus stahlfaserbewehrtem ultrahochfesten Beton – ENTWURF, Version 22.12.2022*.
- [16] Olipitz, M. (2023) *Hochleistungsfertigteile für den Hochbau: Ein Beitrag zum disruptiven Wandel bei mineralischen Bauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 118 (2023), Heft 3, S. 201–213. [doi.org/10.1002/best.202300002](https://doi.org/10.1002/best.202300002)

# Effizienter Einsatz von UHPFRC-Aufbetonergänzungen zur Verstärkung von Betonbrücken im Bestand

Marvin Wilkening, Vincent Oettel

*Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover, Deutschland*

## KURZFASSUNG:

Viele der heute genutzten Betonbrücken befinden sich in einem defizitären Zustand und weisen oft aufgrund zu geringer Bügelbewehrungsgrade unzureichende Tragfähigkeitsreserven für Querkraftbeanspruchungen auf. Dieser Umstand stellt die Bauwirtschaft vor eine immense Aufgabe, die nicht allein durch Ersatzneubauten, sondern nur durch den ergänzenden Einsatz von baulichen Ertüchtigungsmaßnahmen gelöst werden kann. Nachträgliche Querschnittsergänzungen mit ultrahochfestem Stahlfaserbeton (UHPFRC) können bereits bei geringen Schichtdicken Betonbauwerke im Bestand effizient verstärken und sind somit ein sinnvoller Ansatz für Ertüchtigungsmaßnahmen. Am Institut für Massivbau (IfMa) der Leibniz Universität Hannover wurden systematisch abgestufte experimentelle Untersuchungen an klein- und großformatigen Versuchskörpern aus normalfestem Beton (NSC) mit UHPFRC-Ergänzung durchgeführt. Der Fokus der Untersuchungen lag vor allem auf die Fugentragfähigkeit der UHPFRC-NSC-Verbundfugen und die genaue Bestimmung der Verbundfugenoberflächenparameter mittels 3D-Lichtstreifenscanner sowie die mögliche Kompensation unzureichender Bügelbewehrungsmengen bei NSC-Balken mittels UHPFRC-Aufbetonergänzung.

## 1 Einleitung

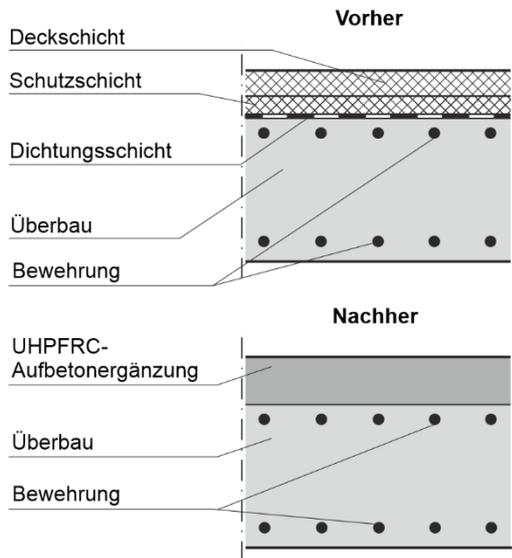
Ein Großteil der heute genutzten Betonbrücken weist aufgrund des stetig steigenden Verkehrsaufkommens und des hohen Schwerverkehrsanteils sowie zu geringer Bügelbewehrungsmengen häufig unzureichende Tragreserven für Querkraftbeanspruchungen auf. Diese Bauwerke müssen mittelfristig ersetzt oder verstärkt werden. Wobei der Erhalt bestehender Brücken durch geeignete Verstärkungsmaßnahmen fast immer die nachhaltigere, wirtschaftlichere und schnellere Lösung darstellt und daher zu bevorzugen ist.

Eine gängige Methode zur Erhöhung der Biege- und Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen ist eine nachträgliche Aufbetonergänzung. Ultrahochfester Stahlfaserbeton (UHPFRC) zeichnet sich durch eine hohe Steifigkeit, hohe Festigkeiten und eine hohe Dauerhaftigkeit gegenüber mechanischen und chemischen Beanspruchungen aus und bietet daher sehr gute Voraussetzungen für die zielführende Ertüchtigung von Brücken (z. B. [1], [2]). Aufgrund der hohen Festigkeit von UHPFRC kann die Schichtdicke

des Aufbetons sehr gering gehalten werden. Da darüber hinaus die UHPFRC-Aufbetonergänzung, aufgrund ihrer hohen Widerstandsfähigkeit gegen Expositionen, direkt befahren werden kann, kann nach Durchführung der Ertüchtigungsmaßnahme auf eine Wiederherstellung des Brückenbelags verzichtet werden. Beides führt dazu, dass das Eigengewicht des Überbaus nahezu unverändert bleibt, wodurch keine höheren Belastungen für das Bauwerk und den Baugrund auftreten (Abb. 1).

Im Allgemeinen wird eine schubfeste Verbindung zwischen zwei Betonen unterschiedlichen Alters durch die Traganteile aus Adhäsion, Reibung und Verbundbewehrung sichergestellt. Dadurch wird ein quasi monolithisches Bauteilverhalten erreicht, sodass der Querschnitt entsprechend bemessen werden kann. Im Falle von UHPFRC-Aufbetonergänzungen kann die hervorragende Haftzugfestigkeit des UHPFRC zu einer Reduzierung oder gar zu einem Entfallen der fugenkreuzenden Verbundbewehrung führen. Dies kann die Kosten für die Verstärkungsmaßnahme erheblich senken sowie die Gefahr, vorhandene Betonstahlbewehrung oder

Spannglieder bei der Applizierung der Verbundbewehrung zu beschädigen (Bohrlöcher für die Verbundbewehrung), reduzieren.



**Abbildung 1** Konventioneller Fahrbahnaufbau (oben) im Vergleich zum Fahrbahnaufbau mit UHPFRC-Aufbeton (unten)

In internationalen Projekten wurden bereits viele UHPFRC-Aufbetonergänzungen erfolgreich umgesetzt. In diesen Projekten diente UHPFRC-Aufbeton sowohl zur Instandsetzung als auch zur Verstärkung von Brückenbauwerken (z. B. [3], [4], [5], [6]) und zeigen somit das große Potenzial und die Leistungsfähigkeit von UHPFRC-Aufbeton.

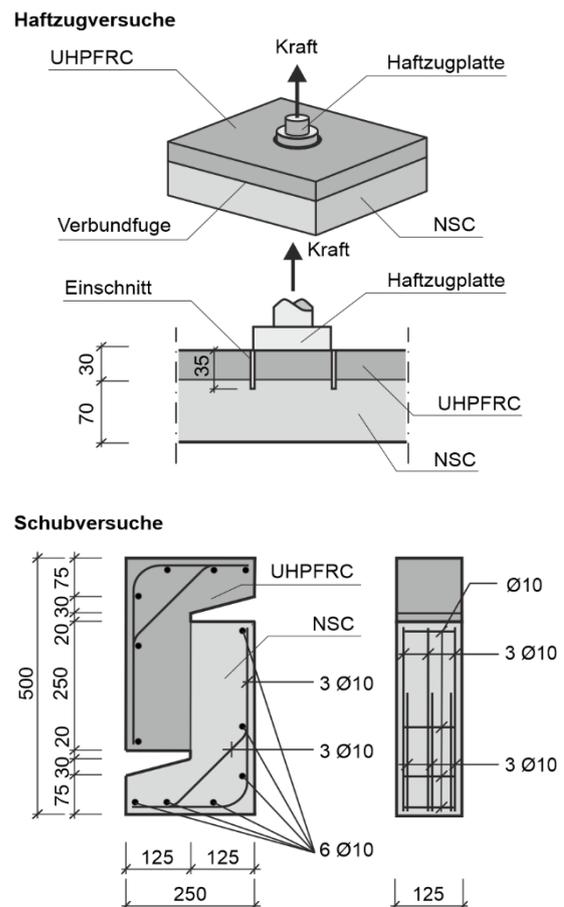
Obwohl international bereits experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Verbundfugen zwischen normalfestem Altbeton (NSC) und UHPFRC-Aufbeton ohne Verbundbewehrung (z. B. [7], [8]) durchgeführt wurden, fokussieren sich nur wenige Veröffentlichungen auf eine tiefgehende Analyse der Fugenrauigkeiten und deren Einfluss. Der Hauptgrund hierfür liegt oft in der begrenzten Möglichkeit die Fugenrauigkeit genau zu bestimmen. Oftmals wird auf das sogenannte Sandflächenverfahren nach Kaufmann zurückgegriffen. Dieses Verfahren kann nicht zur Bestimmung geringer Rauigkeiten verwendet werden, ist äußerst fehleranfällig und liefert nur eine Rauigkeit eines Fugenflächenausschnittes und nicht der ganzen Fugenfläche. Darüber hinaus befassen sich die meisten Untersuchungen mit dem Einfluss einer UHPFRC-Aufbetonschicht auf die Biegetragfähigkeit von NSC-Balken und nicht mit der Querkrafttragfähigkeit bzw.

der möglichen Kompensation unzureichender Bügelbewehrungsmengen. Um diese Sachverhalte (Fugenrauigkeit und Querkrafttragfähigkeit) näher zu untersuchen, wurden am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover entsprechende Untersuchungen durchgeführt, über die nachfolgend berichtet wird.

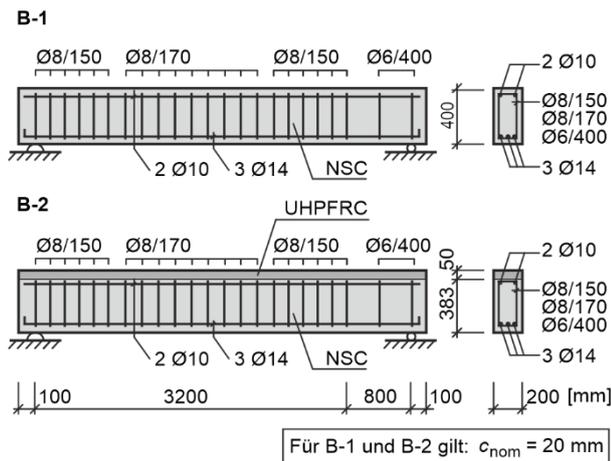
## 2 Experimentelle Untersuchungen

### 2.1 Allgemeines

Um die o. g. Sachverhalte bzw. die Schubkraftübertragung in einer Fuge ohne kreuzende Verbundbewehrung zwischen normalfestem Altbeton (NSC) und ultrahochfestem Aufbeton (UHPFRC) zu untersuchen, wurden sowohl kleinformatische (14 Haftzug- und 8 Schubversuche mit unterschiedlichen Fugenrauigkeiten, Abb. 2) als auch großformatige (2 Balkenversuche, Abb. 3) durchgeführt.



**Abbildung 2** Kleinformatische Versuche


**Abbildung 3 Großformatige Versuche**

Die verwendeten Betonrezepturen können Tab. 1 (NSC) und Tab. 2 (UHPFRC) entnommen werden.

**Tabelle 1 Betonrezeptur des normalfesten Betons (NSC)**

| Bestandteile<br>normalfester Beton (NSC) | Menge<br>[kg/m <sup>3</sup> ] |
|--|-------------------------------|
| Zement: CEM II 42,5 N                    | 292,0                         |
| Gesteinskörnung 0/2 mm                   | 853,8                         |
| Gesteinskörnung 2/8 mm                   | 149,4                         |
| Gesteinskörnung 8/16mm                   | 862,5                         |
| Zugabewasser                             | 145,3                         |

**Tabelle 2 Betonrezeptur des ultrahochfesten Faserbetons (UHPFRC)**

| Bestandteile<br>ultrahochfester Faserbeton (UHPFRC) | Menge<br>[kg/m <sup>3</sup> ] |
|---|-------------------------------|
| Zement: CEM I 52,5 R - SR3 (na)                     | 795,5                         |
| Microsilica: Sika Silicoll P (unkompaktiert)        | 168,7                         |
| Fließmittel: BASF MasterGlenium ACE 417             | 36,1                          |
| Quarzmehl W12                                       | 198,4                         |
| Quarzsand (Feinsand) H33                            | 971,1                         |
| Zugabewasser  | 196,1                         |
| Stahldrahtfasern 13/0,19 (2,5 Vol.-%)               | 187,9                         |

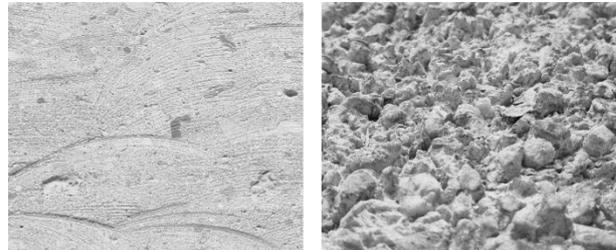
Zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführungen wurden je Betoncharge neun Betonzylinder ( $\varnothing/h = 100/200$  mm) zur Ermittlung der mittleren Druckfestigkeit  $f_{cm}$ , Spaltzugfestigkeit  $f_{ctm,sp}$  und des mittleren Elastizitätsmoduls  $E_{cm}$  der jeweiligen Betone nach DIN EN 12390 [9] geprüft. Obwohl die Versuchskörper zum Teil aus unterschiedlichen Chargen stammen, weisen die erzielten Materialkennwerte der NSC- und UHPFRC-Begleitkörper übliche Streuungen auf (s. Tab. 3).

**Tabelle 3 Mittelwerte (MW) und Standardabweichung (SA) der Festbetonkennwerte**

| Beton                               | $f_{cm}$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $f_{ctm,sp}$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | $E_{cm}$<br>[N/mm <sup>2</sup> ] |
|-------------------------------------|----------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|
| normalfester Beton (NSC)            | MW: 35,8<br>SA: 4,066            | MW: 3,5<br>SA: 0,158                 | MW: 35.890<br>SA: 201,5          |
| ultrahochfester Faserbeton (UHPFRC) | MW: 157,7<br>SA: 10,584          | MW: 22,2<br>SA: 1,958                | MW: 47.050<br>SA: 565,7          |

## 2.2 Fugengraugigkeit

Die Verbundfugen der Versuchskörper wurden entweder als glatte oder als sehr raue Fuge ausgebildet (Definition der Rauigkeit entsprechend Model Code 2010 [10]). Bei der glatten Fugenausbildung wurde die NSC-Fugenoberflächen mithilfe einer Beton-Schleifscheibe geringfügig aufgeraut (Abb. 4, links; Kennzeichnung: B; engl.: brushed). Zur Herstellung der sehr rauhen Fugenoberflächen wurde ein Höchstwasserdruckgerät (1.900 bar im Abstand von ca. 25 cm) verwendet und hiermit die Gesteinskörnung freigelegt (Abb. 4, rechts; Kennzeichnung: WJ; engl.: water jetted).


**Abbildung 4 Glatte (links) und sehr raue (rechts) Fuge**

Zur Bestimmung der Fugengraugigkeit wurden die aufgerauten Fugenoberflächen vor der Betonage der UHPFRC-Aufbetonschicht mit einem hochauflösenden 3D-Lichtstreifenscanner (GOM ATOS Q) digitalisiert und mit einem von der Carl Zeiss GOM Metrology GmbH in Kooperation mit dem Institut für Massivbau (IfMa) der Leibniz Universität Hannover entwickelten Software-Programm ausgewertet (Abb. 5). Das entwickelte Programm ermöglicht eine automatisierte Bestimmung von Rauigkeitsparametern, wie z. B. der arithmetische Mittelwert der Höhe  $S_a$  nach [11]. Dazu werden in einem ersten Schritt die gescannten Einzelmesspunkte programmintern mittels Delaunay-Triangulation zu einem dreiecksbasierten Oberflächenmodell verknüpft. Anschließend werden für die Messpunkte

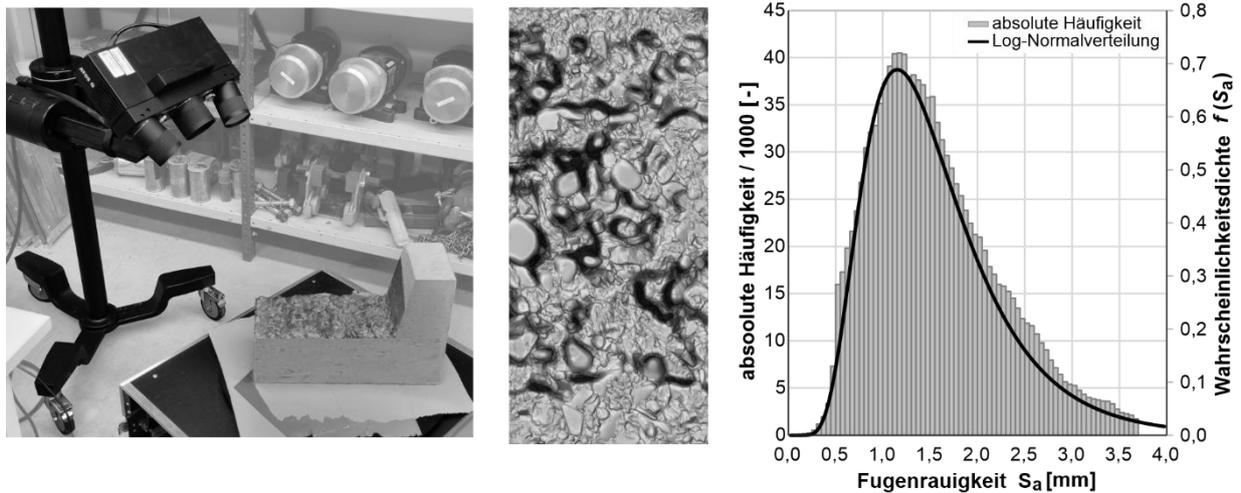


Abbildung 5 Scan eines Probekörpers mit dem 3D-Lichtstreifenscanner (links), Skalar-Plot der Rauigkeitsverteilung über die gescannte Fläche (Mitte), statistische Auswertung der Fugenrauigkeit eines Probekörpers (rechts)

jeweils in einem definierbaren Umkreis ein Flächenfitting nach Gauß unter Verwendung von Regressionsverfahren durchgeführt. Die Fitting-Ebene wird iterativ so in das Oberflächenmodell gelegt, sodass die Summe der Volumina ober- und unterhalb der Fitting-Ebene identisch ist. Wird das absolut eingeschlossene Volumen, also die Summe aus oberem und unterem Volumen, ins Verhältnis zur ideal ebenen Grundfläche gesetzt, entspricht dies dem arithmetischen Mittelwert der Höhe  $S_a$  der betrachteten Oberfläche. Für alle anderen Messstellen wird in gleicher Weise vorgegangen, so dass alle  $R_a$ -Werte je Flächenbereich ermittelt und diese als Skalar Plot (Abb. 5, Mitte) dargestellt werden können. Mithilfe eines weiteren Skriptes kann anschließend z. B. für die gesamte gescannte Oberfläche die mittlere Oberflächenrauigkeit statistisch ausgewertet werden (Abb. 5, rechts).

### 2.3 Haftzugversuche

Zur Ermittlung der Haftzugfestigkeiten  $f_{ca}$  wurde auf eine Platte aus normalfesten Beton ( $h = 70$  mm) eine Schicht aus UHPFRC-Aufbeton ( $h = 30$  mm) aufgebracht. Anschließend wurden mithilfe einer Hohlbohrkrone kreisrunde Einschnitte ( $h = 35$  mm;  $D = 50$  mm) hergestellt, sodass die Haftzugfestigkeit über eine definierte Bruchfläche bestimmt werden konnte (vgl. Abb. 2). Während der überwiegende Teil der Haftzugversuche mit glatter Fugenoberfläche ein Adhäsionsversagen (Bruch der Verbundfuge) zeigte, wiesen die Versuchskörper mit sehr rauher Fugenoberfläche überwiegend ein Kohäsionsversagen (Bruch des NSC) auf. In beiden Serien traten bei einigen Haftzugversuchen auch ein Mischversagen (Kombination aus Adhäsions- und Kohäsionsversagen) auf. Die ermittelten Haftzugfestigkeiten  $f_a$  sind in Abb. 6, links dargestellt. Es

#### Haftzugversuche

#### Schubversuche

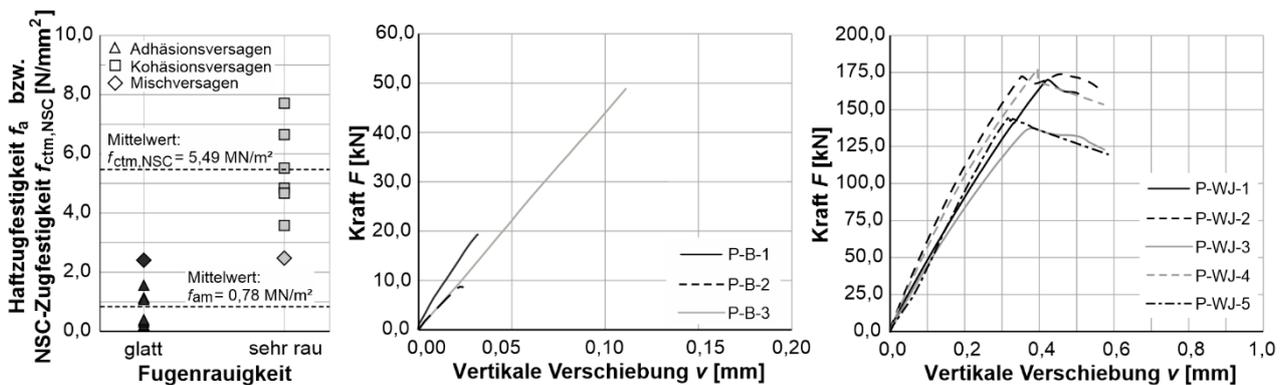


Abbildung 6 Versuchsergebnisse der Haftzugversuche (links) sowie der Schubversuche mit glatter (Mitte) und sehr rauher (rechts) Verbundfuge

wird deutlich, dass mit zunehmender Fugenrauigkeit die Tragfähigkeit wesentlich steigt, wobei zwischen Haftzugfestigkeit  $f_a$  (Adhäsions- und Mischversagen) und NSC-Zugfestigkeit  $f_{ctm,NSC}$  (Kohäsionsversagen) zu unterscheiden ist. Die mittlere Haftzugfestigkeit beträgt bei den Versuchskörpern mit glatter Verbundfuge  $f_{am,glatt} = 0,78 \text{ N/mm}^2$  und bei den Versuchskörpern mit sehr rauen Verbundfugen wird eine mittlere NSC-Zugfestigkeit von  $f_{ctm,sehr\text{ rau}} = 5,49 \text{ N/mm}^2$  erreicht. Auffällig hierbei ist, dass die NSC-Zugfestigkeit deutlich höher als die NSC-Zugfestigkeit der Begleitkörperprüfung ist (vgl. Tab. 1 bzw.  $f_{ctm,NSC} \approx 0,9 \cdot f_{ctm,sp,NSC} \approx 3,15 \text{ N/mm}^2$ ).

### 2.4 Schubversuche

Die Schubversuche (Kennzeichnung: P; engl.: Push-Off-Test) wurden mittig in eine Druckprüfmaschine eingebaut und mit einer monoton ansteigenden Prüfkraft  $F$  bis zum Versagen belastet. Die Verformungen wurden beidseitig in vertikaler sowie horizontaler Richtung durch Wegaufnehmer dokumentiert. Die Kraft-Verschiebungs-Kurven der Versuchskörper der Serie P-B mit glatter Verbundfuge zeigen ein quasi-lineares Tragverhalten mit sprödem Adhäsionsversagen (Abb. 6 Mitte), wohingegen die Versuchskörper der Serie P-WJ mit sehr rauer Verbundfuge nach einem zunächst linearen Tragverhalten ansatzweise ein Plateau aufweisen und schließlich auf Kohäsion versagten (Abb. 6, rechts). Eine Auswertung der im Bruchzustand aufnehmbaren Schubspannungen ergab für die Versuchsserie P-B mit glatter Fuge eine mittlere Schubspannung von  $\tau_{cm,glatt} = 0,83 \text{ MN/m}^2$  und für die Versuchsserie P-WJ mit sehr rauer Fuge von  $\tau_{cm,sehr\text{ rau}} = 5,17 \text{ MN/m}^2$ . Bei Vergleich dieser Werte mit der mittleren Haftzugfestigkeit  $f_{cam,glatt} = 0,78 \text{ N/mm}^2$  bzw. der mittleren NSC-Zugfestigkeit  $f_{ctm,sehr\text{ rau}} = 5,49 \text{ N/mm}^2$  der Haftzugversuche, zeigt sich eine gute bis sehr gute Übereinstimmung. Ob dieses nur für die hier dargestellten Versuche gilt oder generell so ist, müssten weitere Untersuchungen zeigen.

In Abb. 7 sind die Mittelwerte und die Standardabweichungen der Fugenrauigkeiten sowie die Fugenschubspannungen zum Zeitpunkt des Versagens in Abhängigkeit zu den Mittelwerten der Fugenrauigkeiten der jeweiligen Versuchskörper dargestellt.

Es zeigt sich, dass zwischen der aufnehmbaren Schubspannung der Verbundfuge und der Verbundfugenrauigkeit ein direkter Zusammenhang besteht. Während die Versuchskörper mit glatter Fuge eher geringe Traglasten erzielten, konnten die Versuchskörper mit sehr rauen Fugen in etwa 3-mal höhere Traglasten bis zum Versagen ertragen. Dabei steigt die Traglast scheinbar proportional zur Fugenrauigkeit an. Dies ist besonders im Hinblick auf die Versuchskörper mit sehr rauer Fugenausbildung von Bedeutung, da diese nicht in der Fuge selbst, sondern stets im NSC-Altbeton versagten und folglich die „Schubfestigkeit“ des NSC maßgebend wird.

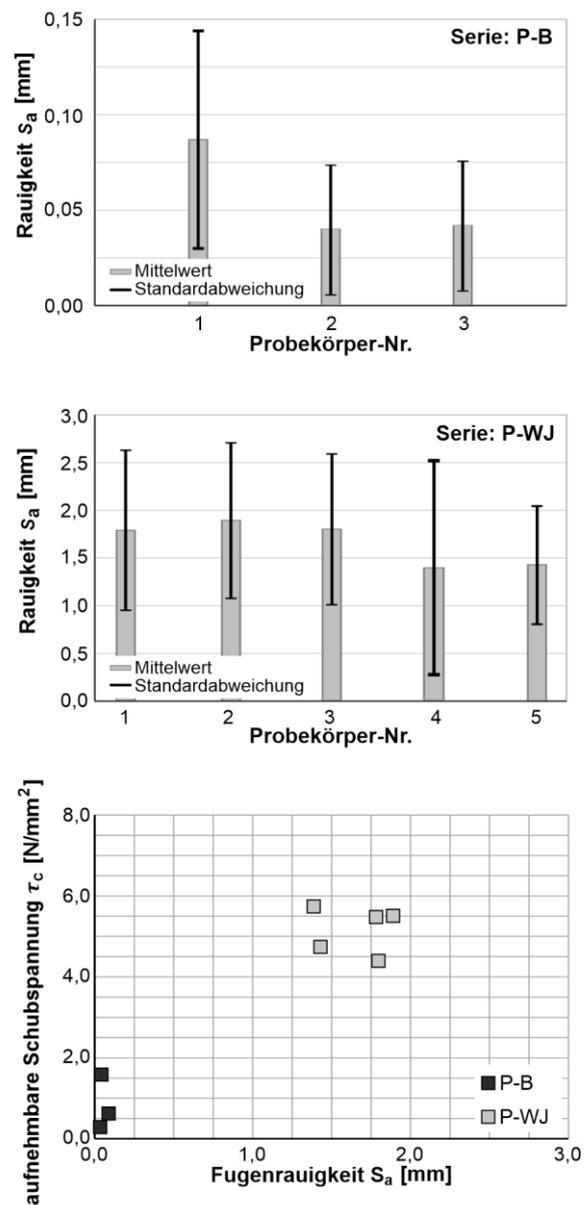


Abbildung 7 Fugenrauigkeiten (oben und Mitte) sowie Fugenschubspannung in Abhängigkeit der Fugenrauigkeit (unten)

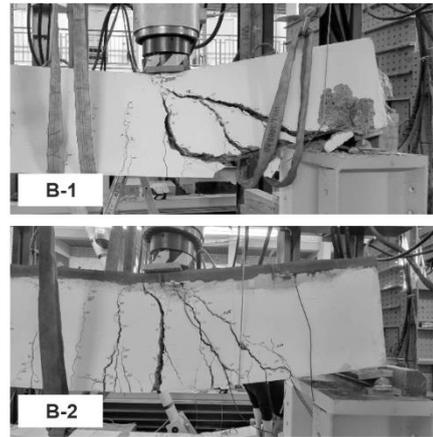
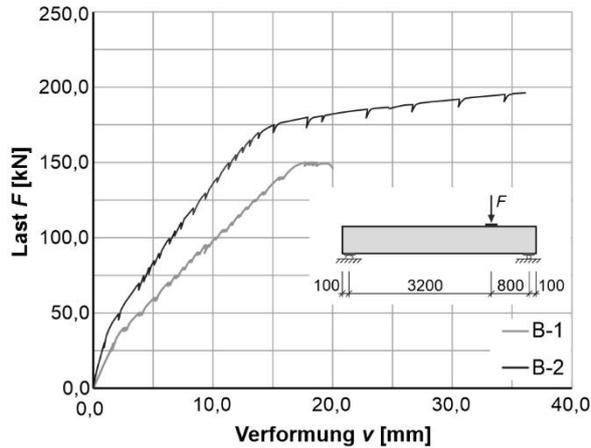


Abbildung 8 Last-Verformungs-Diagramm der Querkraftversuche (links) und Versagensbilder (rechts)

Dies bedeutet, dass ab einem bestimmten Rauigkeitsgrad keine Steigerung der Traglast mehr erzielt werden kann, da anstelle einem Versagen der Verbundfuge (adhäsives Versagen) ein Versagen des Altbetons (kohäsives Versagen) auftritt. Vor diesem Hintergrund erscheint eine obere Begrenzung der aufnehmbaren Schubspannung auf die NSC-Zugfestigkeit sinnvoll (vgl. hierzu auch [12]).

## 2.5 Balkenversuche

Bei den Balkenversuchen (Kennzeichnung: B; engl.: Beam-Test) handelt es sich um zwei baugleiche Balken, die sich lediglich in der UHPFRC-Aufbetonschicht unterscheiden. Balken B-1 wurde ohne (Referenz) und Balken B-2 mit UHPFRC-Aufbeton ausgeführt. Die Fugenoberfläche des Balkens B-2 wurde sehr rau ausgeführt (s. Abschn. 2.1). Die Bewehrung der Balken ist in Abb. 3 dargestellt und wurde so angeordnet, dass beiden Balken jeweils auf Querkraft und Biegung geprüft werden konnten.

Zudem wurde die für den Querkraftversuch maßgebende Bügelbewehrung bewusst zu gering ausgeführt, um ein Bügelversagen zu generieren. Hiermit sollten Bestandsbrücken mit Querkraftdefizit bzw. zu geringer Bügelbewehrung (vgl. Abschn. 1) abgebildet werden. Die Balken wurden zunächst mit einer Einzellast in der Nähe des rechten Auflagers unter monoton ansteigender Prüflast  $F$  bis zum Versagen geprüft (Querkraftversuch, Abb. 8). Beim nicht verstärkten Balken B-1 stellten sich zunächst Schubrisse ein und es kam erwartungsgemäß zu einem Versagen der bewusst zu gering ausgeführten Bügelbewehrung. Im Gegensatz dazu traten beim Balken B-2 mit UHPFRC-Aufbeton zunächst Biegerisse auf und schlussendlich versagte die untere Biegezugbewehrung nahe der Lasteinleitungsstelle. Folglich konnte durch die UHPFRC-Aufbetonergänzung die bewusst zu schwach ausgebildete Bügelbewehrung kompensiert und ein Querkraftversagen verhindert werden. Zudem konnte im Vergleich zum nicht verstärkten Balken B-1 der Balken B-2

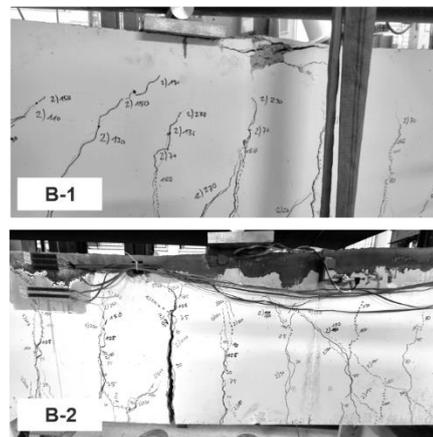
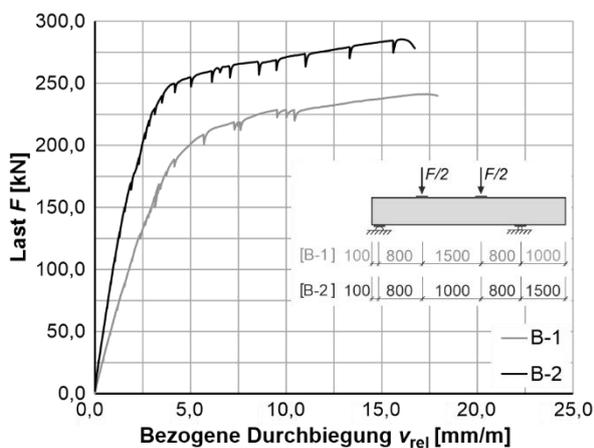


Abbildung 9 Last-Verformungs-Diagramm der Biegeversuche (links) und Versagensbilder (rechts)

aufgrund der UHPFRC-Aufbetonschicht eine etwa 30 % höhere Last aufnehmen. Unter Berücksichtigung der auflagnahen Einzellaststellung ( $\beta = a_v / (2 \cdot d)$ ); B-1:  $\beta = 0,853$  und B-2:  $\beta = 0,786$ ) liegt die Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit bei ca. 20 %. Diese Erhöhung resultiert hauptsächlich aus dem größeren Hebelarm der inneren Kräfte. Als Folge der UHPFRC-Aufbetonschicht trat beim Balken B-2 zudem eine signifikant höhere Steifigkeit auf (vgl. Abb. 8, links).

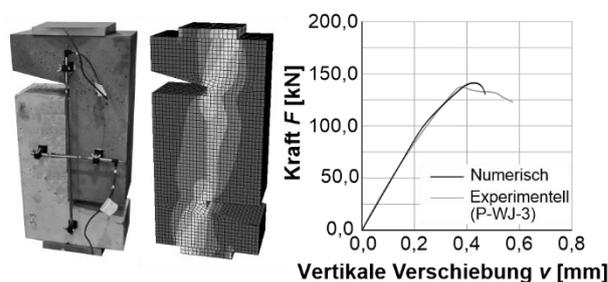
Im Anschluss an den Querkraftversuch wurde das rechte Auflager außerhalb der Versagenszone des Querkraftversuchs verschoben und die Balken als 4-Punkt-Biegeversuche unter monoton steigender Last  $F$  bis zum Versagen geprüft (Biegeversuch, Abb. 9). Da die Querkraftversuchs-Versagenszone des Balkens B-1 eine geringere räumliche Ausdehnung als die des Balkens B-2 hatte und der Balken B-1 zuerst geprüft wurde, unterschieden sich die Stützweiten der 4-Punkt-Biegeversuche der Balken B-1 und B-2 (vgl. Abb. 9, links). Um die Last-Verformungs-Kurven der beiden Balken vergleichen zu können, wurden die Verformungen  $v$  mit der jeweiligen Stützweite  $l_{\text{eff}}$  zu bezogenen Verformungen  $v_{\text{rel}} = v / l_{\text{eff}}$  normiert (vgl. Abb. 9, links).

Im 4-Punkt-Biegeversuch traten bei beiden Balken Biegerisse auf. Während der unverstärkte Balken B-1 in der Druckzone auf Betondruck versagte, versagte beim Balken B-2 die untere Längsbewehrung durch Reißen (Abb. 9, rechts). Darüber hinaus konnte der verstärkte Balken B-2 im Vergleich zum Balken B-1 ein um etwa 17 % höheres Biegemoment aufnehmen. Dies ist hauptsächlich auf die höhere Druckzonkapazität (höhere Betondruckfestigkeit des UHPFRC) sowie einen größeren Hebelarm der inneren Kräfte (höhere Steifigkeit des UHPFRC und größere Querschnittshöhe) zurückzuführen. Analog zum Querkraftversuch konnte auch beim Biegeversuch des Balken B-2 der Einfluss der deutlich höheren Steifigkeit beobachtet werden.

### 3 Numerische Untersuchungen

Zur weiteren Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Verbundfugen zwischen NSC-Altbeton und UHPFRC-Aufbeton wurden in einem ersten Schritt die Schubversuche mit dem FE-Programmpaket Abaqus CAE modelliert und erste nichtlineare FE-Simulationen durchgeführt (Abb. 10). Dabei kamen für den NSC und den

UHPFRC das „Concrete Damaged Plasticity Model“ zum Einsatz. Die Diskretisierung der Betonkörper erfolgte mit Elementen des Typs C3D8I, während die Bewehrung mit sogenannten Truss-Elementen T3D2 abgebildet wurde. Zur Modellierung des Verbunds zwischen den beiden Betonkörperhälften wurde das „Surface-based Cohesive Contact Model“ verwendet (vgl. [8]). Die bisher erzielten Ergebnisse für die Kraft-Verschiebungskurven (Abb. 6, rechts) zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentellen Versuchen.



**Abbildung 10** Schubversuch und FE-Modell mit berechneten Mises-Vergleichsspannungen sowie Vergleich der Last-Verformungs-Kurven

Zudem konnten der Schädigungsprozess der Betonkörper bzw. zum Ablösevorgang beim Versagen verifiziert werden. Darüber hinaus laufen weiterführende Untersuchungen, um die aus den 3D-Scans ermittelten Rauigkeiten (vgl. Abschn. 2.2) in die FE-Berechnungen zu implementieren bzw. aus den Scandaten entsprechende 3D-CAD-Daten der aufgerauten Fugenoberfläche zu generieren und diese dann in Abaqus CAE zu importieren. Ziel der dieser detaillierteren FE-Untersuchungen ist es, zum einen das komplexe Tragverhalten von Verbundfugen besser zu verstehen und zum anderen mithilfe einer Parameterstudie den Einfluss einzelner Parameter (z. B. Fugenrauheit) auf das Trag- und Verformungsverhalten näher zu untersuchen.

### 4 Zusammenfassung und Ausblick

Um die genaue Fugenrauigkeit von ganzen Verbundfugen zu ermitteln und den Einfluss der Fugenrauigkeit auf die Schubtragfähigkeit von UHPFRC-NSC-Verbundfugen sowie das Querkraft- und Biegetragverhalten von NSC-Balken mit UHPFRC-Aufbeton zu untersuchen, wurden am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover systematisch abgestufte experimentelle Untersuchungen

an klein- und großformatigen Versuchen (Haftzug-, Schub- und Balkenversuche) aus normalfestem Beton (NSC) mit UHPFRC-Ergänzung durchgeführt. Im Zuge der durchgeführten Untersuchungen konnte Folgendes festgestellt werden:

- Mit Hilfe eines 3D Streifenlichtscanners (GOM ATOS Q) und dem neu entwickelten Programm kann die Rauigkeit von Teilflächen und ganzen Oberflächen sehr einfach und effektiv bestimmt werden.
- Bei den Haftzug- und Schubversuchen mit glatter Fuge trat (nahezu) immer ein Adhäsionsversagen und bei sehr rauer Fuge (nahezu) immer ein Kohäsionsversagen auf.
- Die bei den Haftzugversuchen mit sehr rauer Fuge ermittelte NSC-Zugfestigkeit liegt oberhalb der NSC-Zugfestigkeit der Begleitkörperprüfungen.
- Die ermittelten Haftzug- bzw. Zugfestigkeiten der Haftzugversuche weisen eine ähnliche Größenordnung wie die ermittelten Fugenschubspannungen der Schubversuche für die jeweilige Fugenrauigkeit auf.
- Die Balkenversuche zeigen, dass eine UHPFRC-Aufbetonschicht die Biege- und Querkrafttragfähigkeit sowie die Steifigkeit erhöht.
- Mit den Querkraftversuchen konnte gezeigt werden, dass eine UHPFRC-Aufbetonschicht in der Lage ist, eine zu gering ausgeführte Bügelbewehrung zu kompensieren.

Da Brücken zyklischen Beanspruchungen unterliegen, sind für eine sichere Bemessung von UHPFRC-Aufbetonergänzungen Untersuchungen zum Einfluss von zyklischer Beanspruchungen auf die Schubtragfähigkeit von UHPFRC-NSC-Verbundfugen erforderlich. Hierzu werden zurzeit am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover erste Tastversuche durchgeführt. Die ersten Ergebnisse zeigen ein teilweise verändertes Last-Verformungs-Verhalten im Vergleich zu den oben aufgeführten Schubversuchen.

## 5 Literatur

- [1] Li, J., Wu, Z.; Shi, C.; Yuan, Q.; Zhang, Z.: *Durability of ultra-high performance concrete – A review*, Const. and Build. Mat., 2020
- [2] Middleton, B.; Day, R.; Cowe Falls, L.: *Durability and Mechanical Properties of High Performance Concrete for Ultra-Thin Whitetopping Pavements*, Structural Materials and Engineering Series No. 3 – Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete (Schmidt, M.; Fehling, E.; Geisenhanslüke, C. (Eds.)), Kassel, 2004
- [3] Haber, Z. B.; Graybeal, B. A.: *Field Testing of an Ultra-High Performance Concrete Overlay*, U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration Turner-Fairbank-Highway Research Center, 2017
- [4] Hadl, P.; della Pietra, R.; Hoang, K. H.; Tue, N. V.; Pilch, E.: *Anwendung von UHPC als direkt befahrener Aufbeton bei einer Integralsierung eines bestehenden Brückenbauwerks in Österreich*, Beton- und Stahlbetonbau, vol. 110, 2015
- [5] Sagmeister, B.; Huß, M.; Reichel, M.; Mayer, M.: *UHFB-Overlay auf Fuß- und Radbrücke Karl-Heine-Bogen* Beton- und Stahlbetonbau, vol. 118, 2023
- [6] Brühwiler, E.: *“Structural UHPFRC”: Recent Applications in Rehabilitation and Strengthening of Bridges in Switzerland*. Third International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete, 2023
- [7] Ju, Y.; Shen, T.; Wang, D.: *Bonding behaviour between reactive powder concrete and normal strength concrete*, Construction and Building Materials, 2020
- [8] Luu, X.-B.; Kim, S.-K.: *Finite Element Modeling of Interface Behavior between Normal Concrete and Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete*, buildings, vol. 13, 2023
- [9] DIN EN 12390: *Prüfung von Festbeton, Teile 3, 6, 13*, Beuth, Berlin, 2023, 2010, 2014
- [10] Fédération Internationale du Béton: *Model Code for Concrete Structures 2010*, Ernst & Sohn, 2010
- [11] DIN EN ISO 25178-2: *Geometrische Produktspezifikation (GPS) – Oberflächenbeschaffenheit: Flächenhaft – Teil 2: Begriffe und Kenngrößen für die Oberflächenbeschaffenheit*, Beuth, Berlin, 2023
- [12] Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): *UHPC Richtlinie*, Wien, 2023

# Fertigungsprozess für topologieoptimierte Betonfertigteile mit innovativen Schalungen

Peter Gappmaier, Sara Reichenbach, Benjamin Kromoser

*Institut für Hochbau, Holzbau und kreislaufgerechtes Bauen, Universität für Bodenkultur Wien, Österreich*

## KURZFASSUNG:

Beton ist der mit Abstand am meisten verwendete Baustoff weltweit, und die Produktion von Zement trägt maßgeblich zu den globalen Gesamtemissionen bei. Topologieoptimierung ist neben anderen Ansätzen, wie der Optimierung des Materials selbst, eine Möglichkeit, den ökologischen Fußabdruck zu reduzieren. Aktuell verhindern jedoch sehr niedrige Materialkosten und vergleichsweise hohe Personalkosten für die Herstellung der komplexen Schalungen eine breitere Anwendung. Deshalb entwickeln die Autoren einen disruptiven automatisierten Produktionsprozess für topologieoptimierte Betonbauteile, bei dem 6-Achs-Industrieroboter zum Platzieren und Entfernen der Schalung eingesetzt werden. Das Schalungssystem besteht aus verschiedenen Elementen, die je nach Bedarf zusammengestellt und erweitert werden können, dadurch kann die Geometrie der Öffnung variiert werden. Basierend auf einer Literaturrecherche mit Fokus auf Schalungssysteme, Automatisierung und Nachhaltigkeit, wurden Schwerpunkte, wie z.B. die Wiederverwendbarkeit aller Elemente, für die Entwicklung definiert. Im Rahmen des Beitrags werden erste durchgeführte Versuche im Roboterlabor präsentiert. Diese zeigen vielversprechende Ergebnisse wie auch weiteres Entwicklungspotential, insbesondere für dickwandige Betonelemente, auf.

## 1 Motivation

Wird von Effizienz im Bauwesen gesprochen, so kann die Thematik von unterschiedlichen Standpunkten betrachtet werden. Der derzeitige Hauptansatz liegt oft in der Begutachtung der ökonomischen Wirtschaftlichkeit, wobei immer häufiger, in Anbetracht der aktuellen globalen klimatischen Situation, ökologische Maßnahmen in den Vordergrund rücken. Die Relevanz der Mitbetrachtung der Ökologie wird durch den Anteil (38%) der globalen Kohlendioxidemissionen (CO<sub>2</sub>), die der Baubranche anzurechnen sind, bestätigt [1]. Bezieht man sich nur auf den Betonsektor, so können von den Gesamtemission der Industrie ca. 40% auf diesen zurückgeführt werden [2]. Alleine der Zementproduktion sind global 8% der CO<sub>2</sub>-Emissionen anzurechnen [3]. Diese Tatsache wird noch eindringlicher, wenn man berücksichtigt, dass der weltweite Pro-Kopf-Verbrauch von Beton etwa 3t pro Jahr beträgt und der Werkstoff, nach Wasser, das am häufigsten verwendete Gut darstellt [4,5]. Die Analyse der Entwicklung des Bausektors seit den 1960er Jahren

zeigt des Weiteren einen 30-fachen Anstieg der Zementproduktion auf [6]. Trotz einer Verlangsamung des Verbrauchswachstums in den letzten zehn Jahren wird dennoch, in Abhängigkeit vom Wirtschaftswachstum von Indien und Afrika, in den noch folgenden Jahren ein historischer Höchststand erwartet [7,8]. Eine Möglichkeit dem hohen Materialverbrauch entgegenzuwirken ist die Optimierung der Struktur. Optimiert man beispielsweise die Topologie, so können über 50% der verbauten Masse, ohne wesentliche Einbußen hinsichtlich der maximalen Tragfähigkeit und Steifigkeit, unter Einhaltung von gewissen Rahmenbedingungen, eingespart werden [9,10]. Um derartige Strukturen auch wirtschaftlich herstellen zu können, arbeiten die Autoren an der Entwicklung eines automatisierten Produktionsprozesses unter Einbindung von 6-Achs-Industrierobotern. Der Hauptfokus liegt dabei aktuell auf der Entwicklung eines geeigneten Schalungssystems, dessen Bestandteile sich leicht und individuell zu verschiedenen Geometrien zusammensetzen lassen. Zudem ist das System

wiederverwendbar, eine Eigenschaft die derzeit kaum im individuellen Schalungsbau anzufinden ist. Die präsentierten Entwicklungen basieren auf Ansätzen der Industrie 4.0, die für die Baubranche angestrebt wird. Durch parallellaufende Fertigungsprozesse ist die Produktionsleistung nicht mehr an den langsamsten Prozess einer linearen Fertigungsstraße gebunden. Zur Umsetzung stellen die Autoren Produktionszellen vor, die den gesamten Prozess abarbeiten, vom Schalen, über das Gießen und Verdichten von Beton bis hin zu den Ausschalarbeiten. Der aktuelle Stand der Technik und Automatisierungsgrad der Industrie wurden in Kombination mit einer gründlichen Literaturrecherche erfasst, überprüft, und in diesem Beitrag diskutiert. Ergänzt wird dies durch die Beschreibung der durchgeführten Machbarkeitsstudie des modularen Schalungssystems und dessen Anwendung in Kombination mit einem 6-Achs-Industrieroboter.

## 2 Automatisierung im Bauwesen

Um den aktuellen Stand der Praxis und Forschung in der automatisierten Betonfertigteileproduktion zu erfassen und Forschungslücken bzw. Entwicklungspotenziale zu definieren, wurden Produktionsstätten besucht und die aktuelle Literatur im Rahmen einer systematischen Recherche ausgewertet. Der Fokus innerhalb der Forschungsbereiche wurde auf Konstruktion, Automatisierung und Robotik gelegt. Die Literaturanalyse umfasst englischsprachige Publikationen, die aus digitalen wissenschaftlichen Literaturdatenbanken wie Scopus, Wiley Online

Library, ScienceDirect, ResearchGate und Google Scholar, entnommen wurden. Die verwendeten Suchbegriffe, die in unterschiedlichen Kombinationen und Formulierungen verwendet wurden, umfassten: automated production, formwork and shuttering, additive construction, und concrete casting. Die Kategorisierung der Automatisierung (Level of Automation LoA) gemäß der Klassifizierung von Reichenbach und Kromoser [11] wurde vereinfacht (*Voll, Halb, Niedrig, Überblick, Unspezifisch*), wobei die Kategorie *Voll* für die Klassifizierung von LoA 6 und 7 verwendet wurde. Die Kategorie *Halb* umfasst Prozesse, die durch automatisierte Schritte unterstützt werden. Diejenigen, die wenig bis keine Unterstützung durch Maschinen erhalten, wurden als *Niedrig* eingestuft, wobei der Einsatz von Akkuschraubern, Kreissägen, Betonmischgeräten, Bodenverdichtern, Vermessungsinstrumenten etc. hier inkludiert wurde, da es sich um menschengeführte Maschinen handelt. In Abbildung 1 werden die Ergebnisse der Analyse, aufgeteilt in gesamte *Literatur* und anhand vom Automatisierungsgrad (*Voll, Halb, Niedrig*), von 2000 bis 2022 dargestellt. Gemessen an der Zahl der Veröffentlichungen zeigt sich, dass der Automatisierungsgrad stetig zunimmt, jedoch eine Mehrheit der Projekte noch in der Entwicklungsphase stecken. Generell zeigt sich ein stetig wachsendes Interesse an der Thematik, da eine Vollautomatisierung fast immer angestrebt wird. Kaum anzufinden sind Ansätze für die Umsetzung von den vorgestellten Verfahren für die Massenproduktion, da jene sich auf individuelle

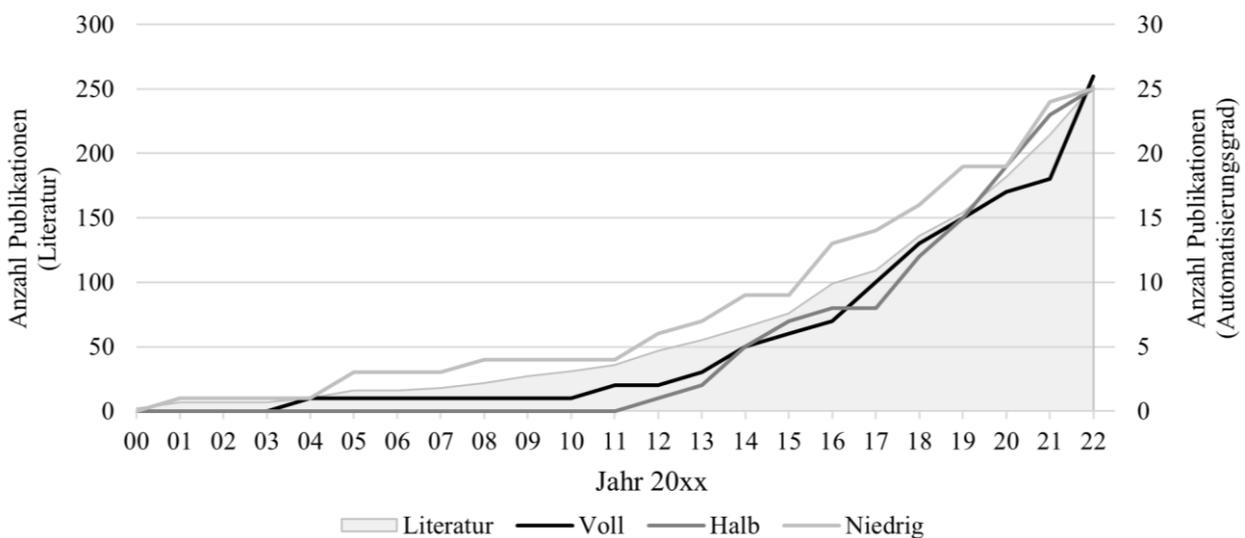


Abbildung 1 Anzahl der Publikationen und der Einstufung des Automatisierungsgrades in Voll, Halb und Niedrig kumulativ über das Jahr ihrer Publikation

Einsatzgebiete fokussieren. Zusätzlich zur Massenproduktion nehmen Themen wie Nachhaltigkeit und Abfallvermeidung selten eine wichtige Rolle ein [12].

## 2.1 Entwicklung zur Industrie 4.0

Die industriellen Revolutionen sind durch bedeutende technologische Fortschritte gekennzeichnet. Die Industrie 4.0 zeichnet sich aus durch die Adaptierung und Vernetzung, wie etwa das Internet der Dinge (IoT), künstlicher Intelligenz (KI) und maschinelles Lernen. Diese Technologien verbessern nicht nur die Effizienz von Planungs- und Bauprozessen, sondern auch die Qualität und Sicherheit auf Baustellen und in Vorfertigungswerken. Der Übergang zur Industrie 5.0 betont verstärkt Nachhaltigkeits- und Resilienz Aspekte sowie menschenzentriertes Design. In der Bauindustrie zeigt sich ein gemischtes Bild, wobei einige Bereiche, wie die modulare Planung und Vorfertigungswerke, der Industrie 4.0 zugeordnet werden können, während andere Bautechniken weiterhin der Industrie 3.0 angehören. Betrachtet man den aktuellen Stand der Betonfertigteilindustrie und vergleicht diesen mit den Entwicklungsstufen laut Abbildung 2, so gehört diese am ehesten der Industrie 3.0 an. Abläufe in den meisten Werken werden manuelle gesteuert und nur Prozesse mit sehr hohem Wiederholungsgrad werden vollautomatisiert ausgeführt. Obwohl in vielen Anlagen die Möglichkeit für höhere LoAs bereitgestellt wird, wird die manuelle Lösungen bevorzugt [11].

## 2.2 Praxis und Forschung

Die hohen Investitionskosten, die mit einer Umstrukturierung und Automatisierung einhergehen, sowie die notwendige Anschaffung neuer Ausstattung und Schulung von Mitarbeitern stellen für viele Bauunternehmen signifikante Herausforderungen dar. Zudem erfordern innovative Methoden oft ein Umdenken in der Planung, Bemessung und Konstruktion, da die neuartigen Materialien bzw. Bauweisen in vielerlei Hinsicht Neuland für Ingenieure

und Bauarbeiter sind. Forschungsteams konzentrieren sich daher nicht nur auf die Entwicklung neuer Materialien und Prozesse, sondern auch auf die Schaffung von Rahmenbedingungen, wie Normen und Pilotprojekten, die eine breite Anwendung dieser Technologien in der Praxis ermöglichen sollen. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Wechselwirkung zwischen Forschung und praktischer Anwendbarkeit maßgeblich die Zukunft der Betonfertigteilherstellung gestalten wird, wobei die Effizienz der Entwicklungen im Vordergrund steht. Gegenwärtig liegt der Fokus auf allen wirtschaftlichen Aspekten anstatt der Nachhaltigkeit neuer Systeme [12]. Des Weiteren ist die Implementierung von neu vorgestellten Prozessen in bereits bestehende Produktionen kaum mitgedacht.

## 3 Neuer Fertigungsansatz

Der neue von den Autoren präsentierte Fertigungsansatz für die Herstellung von topologieoptimierten Betonfertigteilen basiert auf einer bzw. mehreren Produktionszelle die einzeln oder als Gruppe eingesetzt werden können. Im Zentrum aktueller Forschung steht die Entwicklung eines modularen Schalungssystems für diese Produktionszellen, mit dem Vorteil unterschiedliche Betonmixturen verwenden zu können. Die Module sind als wiederverwendbare Elemente konzipiert, die sowohl die aktuelle Abfallerzeugung im individuellen Schalungsbau reduzieren als auch die Probleme im Zusammenhang mit verlorenen Schalungen [14] vermeiden. Das Einbringen von Beton könnte in einer Weise erfolgen, die dem Beton 3D-Druck ähnelt [15]. Durch die Verwendung von Schalungen soll jedoch sichergestellt werden, dass topologieoptimierte Bauteile als Standardbauteil angeboten werden, und eventuell auch auf Baustellen vor Ort produziert werden können.

### 3.1 Fertigung mit Produktionszellen

Produktionszellen, die bereits in der Automobilindustrie verwendet werden, bieten höhere Flexibilität und Effizienz [16,17] im Vergleich zu den



Abbildung 2 Entwicklungsstufen der Industrie und deren Meilensteine, basierend auf [13]

herkömmlichen linearen Produktionsmethoden in Betonfertigteilverwerken. Der modulare Aufbau ermöglicht die Entwicklung neuer Prozessstrukturen durch die parallele Bearbeitung individueller und komplexer Aufträge [18], wie in Abbildung 3 dargestellt. Die Produktionszellen können separat beschickt werden, wodurch Störungen an einer Fertigungsstation (z.B. durch Reparatur oder Wartung) nicht den Stillstand der gesamten Anlage zur Folge hat. Am Schalungstisch werden die Arbeitsschritte für das Setzen der Schalung, das Einlegen der Bewehrung, angelehnt an [19], das Betonieren wie auch das Verdichten des Betons durchgeführt. Nach Abschluss dieser Arbeitsschritte wird der Schalungstisch in die Aushärtekammer verlagert und dort belassen, bis er für das Ausschalen erneut in eine Produktionszelle transportiert wird. Die Konfiguration der Produktionszelle kann je nach Bedarf variieren, beispielweise durch die Positionierung der Linearachse an der Decke, um den Arbeitsraum eines Roboters weiter zu vergrößern, wie in Abbildung 4 gezeigt. Darüber hinaus ist die Integration einzelner Produktionszellen in bestehende lineare Produktionsanlagen möglich. Diese könnten speziell für die Fertigung individueller oder topologieoptimierter Bauteile konzipiert und in die digitale Ablaufplanung integriert werden.

in automatisierten Produktionsanlagen. Die wiederverwendbaren und automatisch verlegbaren Schalungen ersetzen traditionelle Materialien wie Holz und Styropor für Öffnungen in Betonbauteilen. Dies reduziert nicht nur der Arbeitsaufwand bei der Produktion und Platzierung der Elemente, sondern eliminiert auch die Entstehung von Sondermüll. Die Verwendung von Schalungen gewährleistet zudem eine glatte Betonoberfläche.

Das modulare System ermöglicht eine flexible Zusammensetzung der einzelnen Schalungselemente, wodurch die Einschränkungen in der Formgebung minimiert und eine vielseitige Anwendungspalette geschaffen wird, vergleichbar mit einem Baukastensystem. Unterschieden wird in dem System zwischen Längs- und Eckteilen, wobei die Längsteile für jede Öffnung zuerst platziert und durch aktivierbare Magneten vom dafür entwickelten Endeffektor direkt lagegesichert werden. Durch eine Dreheinheit am Roboter können die Magnete aktiviert und deaktiviert werden. Derzeitig kommen vier verschiedene Winkelmaße und zwei verschiedene Längen zum Einsatz. Allein mit diesem 6-teiligen Baukasten können unterschiedliche Schalformen konstruiert werden, siehe Abbildung 5. Durch die Verwendung von zwei verschiedenen Längsteilen (dargestellt in Hell- und Dunkelgrau), die durch ein rechtwinkeliges Dreieck eine trigonometrische Beziehung aufweisen, ist es möglich mit einheitlichen Eckteilen Öffnungen unterschiedlich zu skalieren.

### 3.2 Modulare Schalung

Das Hauptziel in der Entwicklung des Schalungssystems war die Findung einer ökonomisch wie auch ökologisch ressourceneffizienten Lösung für die Produktion von topologieoptimierten Bauteilen

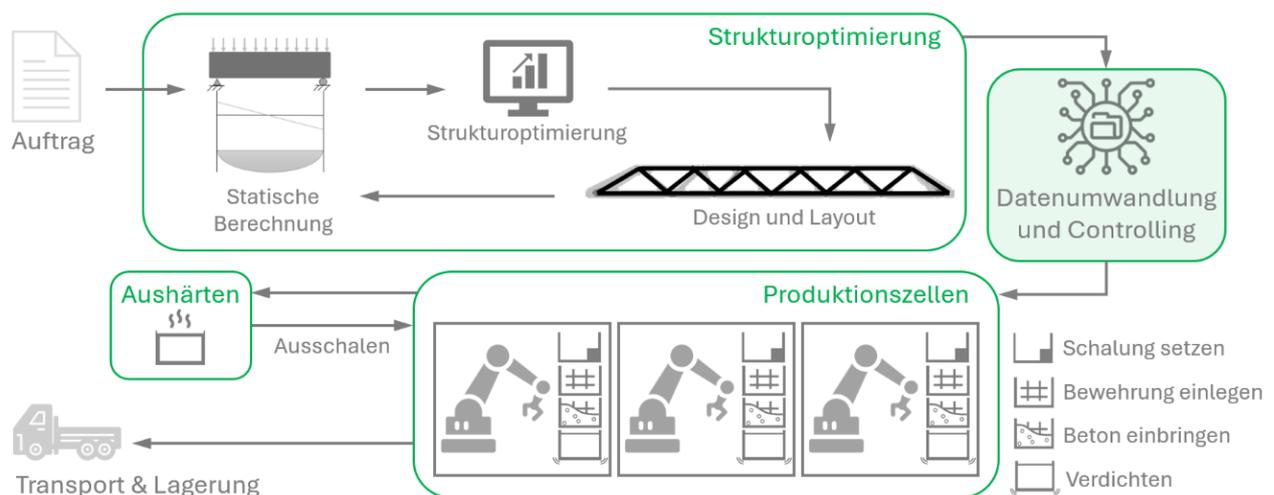
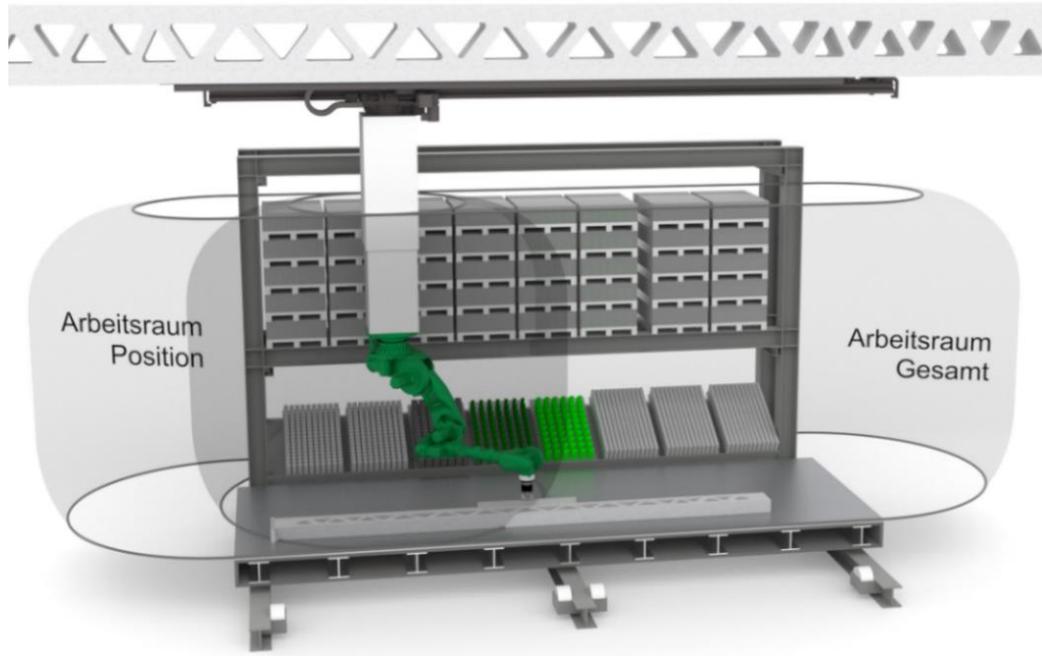


Abbildung 3 Gesamter Produktionsablauf mit Topologieoptimierung und Fertigung durch Produktionszellen

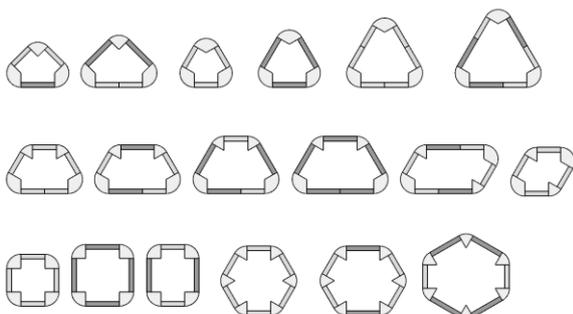


**Abbildung 4** Aufbau einer Produktionszelle mit 6-Achs-Industrieroboter mit erweitertem Arbeitsraum durch an der Decke montierte Linearachse

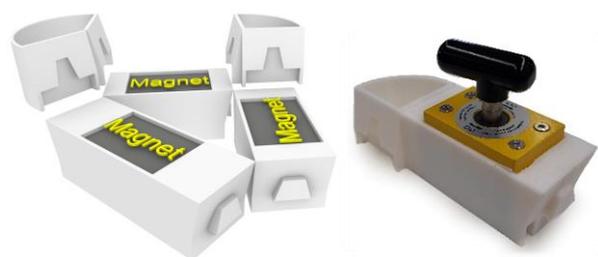
Derzeitig werden die untersuchten Prototypen aus PLA 3D-gedruckt mit dem Ziel das Endprodukt aus einem robusteren Material, wie Stahl, zu produzieren. Eine Beschichtung oder Verkleidung der Flächen, die mit dem Beton in Kontakt kommen ist anzudenken. Jede Prototypserie untersucht einen anderen Fixiermechanismus zwischen Längs- und Eckelementen. Unterschiedliche Einhäng- und Stecksysteme wurden bereits getestet und für die Weiterentwicklung des Systems begutachtet. Eine im Entwurf entstandene Visualisierung wie auch ein fertiger Prototyp mit Formschluss von Eck- und Längselementen über ein Einhängesystem ist in Abbildung 6 abgebildet. Es wurde auf den Einbau von Magneten in den Eckteilen verzichtet, um eine

Kleinstdimensionierung jener Elemente zu gewährleisten.

Die automatische Platzierung und Entfernung der Module (Schalen und Ausschaln) durch den Roboter fördert nicht nur eine effizientere Ablaufoptimierung, sondern ermöglicht auch eine umfassende Simulation im Vorlauf, entsprechend eines neuen digitalen Planungs- und Fertigungsansatzes [20]. Dies führt zu einer verbesserten Ausnutzungs- und Wartungsplanung und erhöht die Effizienz des Gesamtsystems [21]. Dank der vielfältigen Kombinationsmöglichkeiten der Module lässt sich die Massenproduktion von topologieoptimierten Elementen realisieren, wobei ökologische und klinkerreduzierte Betone eingesetzt werden können. Eine Integration in bestehende Produktionsstätten



**Abbildung 5** Mögliche noch skalierbarer Optionen für Öffnungen aus zwei unterschiedlichen Längsteilen und vier Eckteilen



**Abbildung 6** Kombination aus Einhäng- und Formschlussverbindung: Konzept mit Umsetzung mittels PLA-3D-Drucks und integrierten aktivierbaren Magnet

ermöglicht zudem die Weiterverwendung vorhandene Randabschaler.

## 4 Machbarkeitsuntersuchung

Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen mit dem modularen Schalungssystem in Kombination mit dem 6-Achs-Industrieroboter verdeutlichen die praktische Anwendbarkeit mit dem theoretischen Konzept. Eine direkte Umsetzung demonstriert die mögliche Anwendung und ist für die Weiterentwicklung des Schalungssystems von zentraler Bedeutung. Angelehnt an herkömmliche Abschaler aus der Praxis, werden derzeit Elemente mit vertikalen Wänden untersucht. Die Ergebnisse legen nahe, dass eine Neigung der Wände für eine vereinfachte Ausschalung nicht zwingend erforderlich ist, jedoch bleibt diese Möglichkeit als weitere Entwicklungsstufe offen.

### 4.1 Versuchsserien

Die präsentierte Machbarkeitsuntersuchung hatte zum Ziel, die Effektivität des Schalungssystems zu überprüfen und die automatisierte Platzierung und Aktivierung der Magneten durch den Roboter zu evaluieren. Für den zukünftigen automatisierten Ausschalungsprozess durch den Roboter wurden die Positionssicherheit der Schalung während des Betonierens und Aushärtens sowie die Formsicherheit der Öffnungen als ausschlaggebend definiert. Des Weiteren ist für filigrane topologieoptimierte Bauteile sicherzustellen, angesichts einer vorgeschriebenen Betondeckung, dass die nötigen Abstände eingehalten werden und die Schalung nicht wandert [22]. Der derzeitige Ausschalungsprozess beinhaltet, dass die Längsteile, nach einer Deaktivierung der Magnete, aus dem Verband lotrecht herausgezogen werden, bevor die Eckteile entfernt werden können. Erste aufeinander aufbauende Voruntersuchung wurden durchgeführt, um systematische Fehler zukünftig auszuschließen und Themenschwerpunkte weiterer Untersuchungen festzulegen. Zu diesem Zweck wurde das Schalungssystem in zwei verschiedenen Szenarien getestet.

#### (1) Manuelles Platzieren und Betonieren:

Die Schalungselemente für geometrisch verschiedene Öffnungen werden manuell platziert und betoniert. Ziel ist die Untersuchung der

Prototypen auf deren tatsächliche Anwendung und Funktionalität. Zusätzlich wird festgestellt, ob das Ausschalen und die Wiederverwendung der Schalungsmodule, auch in unterschiedlichen Geometrien, möglich ist.

#### (2) Platzierung mittels 6-Achs Industrieroboter:

Platzierung der aus (1) bewerteten Schalungsmodule für verschiedene Öffnungen mit Hilfe eines 6-Achs-Industrieroboters. Vielversprechende Prototypen wurden dahingehend untersucht, ob diese effektiv platziert und die Magneten mit dem Roboter auch aktiviert werden können.

Die Schalungsmodule wurden mit Greifstiften für den Roboter ausgestattet. Zudem wurde der Drehmechanismus am Magneten modifiziert, um das Aktivieren und Deaktivieren durch eine Dreheinheit am Roboter zu ermöglichen, siehe Abbildung 7.

## 5 Ergebnisse

Die Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgt auf der Grundlage einer qualitativen Beurteilung und Einschätzung seitens der Autoren. Je nach Versuchsserie stehen unterschiedliche Themen im Fokus. Die erste Serie konnte belegen, dass das System grundsätzlich funktioniert, jedoch weitere Optimierungen im Ausschalungsprozess erforderlich sind. In allen Serien traten vier relevante geometrische Zustände auf, deren Abweichungen insbesondere in zukünftigen Versuchsserien zu untersuchen sind:

- (1) Position und Geometrie der platzierten Schalungsteile
- (2) Position und Geometrie der Schalung mit frisch eingebrachtem Beton
- (3) Position und Geometrie der Schalung nach dem Aushärtevorgang
- (4) Position und Geometrie der Öffnung nach dem Ausschalen

Die Feststellung der Position der platzierten Schalung (1) muss bereits im Vorhinein vorgenommen werden, um einerseits die Positionsgenauigkeit festzustellen und andererseits als Referenzgeometrie zu gelten. Ein systematischer Fehler kann somit für alle darauffolgenden Messungen ausgeschlossen werden. In Abbildung 7a) und b) werden Zustand (2) und (3) dargestellt. Die verwendeten Module



**Abbildung 7** Verwendung modularer Schalung für individuelle Öffnungen. a) 3D-Gedruckter Prototyp nach dem Einfüllen des Betons, b) 3D-Gedruckter Prototyp nach dem Aushärten des Betons, c) Anwendung und Verlegen der 3D-Gedruckter Prototypen mit 6-Achs-Industrieroboter

konnten nach dem Aushärten ausgeschalt und wieder für neue Öffnungen verwendet werden.

Das Ausschalen der Längs- und Eckteile gestaltete sich unproblematisch, dennoch erfordert die Automatisierung weitere Untersuchungen in Bezug auf Positionssicherheit und Überwachung. Trotz der mehrfachen Verwendung (10+ Betonagen) der Module blieben die Öffnungen und deren Oberfläche unverändert, und es wurden keine Mängel an den Schalungselementen festgestellt. Die Langlebigkeit kann, wie in Kapitel 3.2 erwähnt, durch eine passendere Materialwahl verbessert werden. Die verschiedenen getesteten Verbindungen zwischen Längs- und Eckteilen wiesen nur geringfügige Unterschiede auf. Ein Optimierungspotential liegt in der Oberflächenbeschaffenheit zwischen den Modulen, da diese teilweise aufgrund der Reibung das Ausschalen erschwerte. Die Funktionalität und die potenzielle Anwendung konnten somit bestätigt werden. Die Positionierung der Schalungselemente mittels eines 6-Achs-Industrieroboters wird in Abbildung 7c) dargestellt. Mithilfe eines digitalen Zwillings, erstellt mit dem Programm RobotStudio, wurde der gesamte Ablauf vorab simuliert. Diese Technologie erwies sich als äußerst nützlich für die Identifikation und Lösung potenzieller Probleme, wie Kollisionsvermeidung und Platzmanagement der Schalungsmodule. Die Simulationen ermöglichten es, verschiedene Szenarien zu testen und die optimale Strategie für das Zusammensetzen der Module zu entwickeln. Es zeigte sich, dass einfachere Verbindungen und die geometrische Form zwischen den Modulflächen entscheidend für die Robustheit des Gesamtprozesses sind.

Die Verbindung über Formschluss lieferte die besten Resultate und wird in allen weiteren

Entwicklungen integriert. Mit Hilfe des digitalen Zwillings und den damit verbundenen Simulationen sind die Autoren überzeugt weitere Optimierungen im Arbeitsablauf vornehmen zu können. Es konnte die Funktionalität des Systems wie auch die Bearbeitbarkeit mittels Industrieroboter bestätigt werden.

## 6 Zusammenfassung

Angesichts des Klimawandels steht die Baubranche – als einer der Hauptverursacher des CO<sub>2</sub>-Ausstoßes – vor der Notwendigkeit, ihre Produktionsmethoden grundlegend zu überdenken und ihren ökologischen Fußabdruck wo möglich zu reduzieren. Eine Trendwende ist notwendig und erfordert innovative Ansätze, insbesondere im Bereich der Massenproduktion. Ein Schlüssel zu dieser Transformation liegt in der Entwicklung und Implementierung topologieoptimierter Bauteile, die mittels Massenproduktion mit herkömmlichen oder CO<sub>2</sub>-optimierten Betonen hergestellt werden können. Durch den Einsatz von 6-Achs-Industrierobotern in modularen Produktionszellen wird nicht nur der Ressourcenverbrauch signifikant reduziert, sondern auch ein Schritt in Richtung Industrie 4.0 für die Bauindustrie eingeleitet. Das neu entwickelte, mit der Robotertechnologie kompatible, Schalungssystem, ermöglicht die automatisierte und ressourceneffiziente Herstellung von topologieoptimierten Bauteilen, da auf die Verwendung von Einwegschalungen verzichtet wird. Die Ergebnisse unterstreichen nicht nur die Effektivität der entwickelten Methode, sondern auch die Zuverlässigkeit und Reproduzierbarkeit des Einsatzes robotergestützter Technologien im Bereich der modularen Schalung. Um das Potential der vorgestellten Technologie auszuschöpfen sind dennoch

weiterer Untersuchungen und Versuche notwendig. Signifikantes Entwicklungspotential besteht in der Programmierung und Struktur des Ablaufs, um die Effizienz und Präzision der Schalungspositionierung weiter zu steigern. Ein Vergleich mit Werksdaten sowie die Simulation von Produktionszellen, die in eine Werksumgebung integriert sind, könnten Hinweise auf weitere Potenziale liefern. Eine Erweiterung und Kombination mit automatisierten Betonaustrag versprechen weitere Möglichkeiten die Masse an verbauten Beton zu reduzieren.

## 7 Ausblick

In zukünftigen Arbeitspaketen liegt der Fokus darauf, die Automatisierung und Flexibilität der Produktionsprozesse weiter zu optimieren sowie die Erweiterung dieser Technologien auf andere Bauelemente wie Wände und Decken. Geplant ist zudem eine Weiterentwicklung des Systems zur Anpassung an dickere Bauteile, einschließlich einer detaillierten Analyse der Schalungseigenschaften in verschiedenen Produktionsphasen: vom Platzieren der Schalung über das Einbringen und Aushärten des Betons bis hin zum Entfernen der Schalung. Ein besonderes Augenmerk liegt auf dem Einfluss des Verdichtens auf die platzierten Schalungsmodule, um Verschiebungen, Bewegungen bzw. Kippen ausschließen zu können. Dabei werden verschiedene Betonmischungen mit unterschiedlichen Gesteinskörnungen untersucht, da bei topologieoptimierten Bauteilen möglicherweise ein kleineres Größtkorn verwendet werden muss, um filigranere Strukturen herstellen zu können. Darüber hinaus erwägen die Autoren eine innovative Methode für das Betonieren von Trägern zu testen. Statt diese liegend zu gießen, wie es bei Decken derzeit üblich ist, sollen die Bauteile stehend betoniert werden, ähnlich dem Vorgehen im typischen Fertigteilträgerbau. Dies könnte durch eine 90°-Drehung des Schalungstisches nach dem Einbau der Modulschalung realisiert werden, wodurch der Beton von oben eingegossen und eine hochwertige Oberflächenqualität auf allen Sichtseiten erzielt werden kann.

## 8 Dank

Die Autoren bedanken sich bei den Partnern des AutomConcrete Projekts: ABB AG, Holcim AG,

Kirchdorfer Zementwerk Hofmann GesmbH, Um-dasch GmbH.

## 9 Literatur

- [1] IPCC — Intergovernmental Panel on Climate Change 2023. <https://www.ipcc.ch/> (accessed April 13, 2021).
- [2] Weidner S, Mrzigod A, Bechmann R, Sobek W. Graue Emissionen im Bauwesen – Bestandsaufnahme und Optimierungsstrategien. *Beton- und Stahlbetonbau* 2021;116:969–77. <https://doi.org/10.1002/best.202100065>.
- [3] Andrew RM. Global  $\text{CO}_2$  emissions from cement production, 1928–2018. *Earth System Science Data* 2019;11:1675–710. <https://doi.org/10.5194/essd-11-1675-2019>.
- [4] Recycling Concrete. World Business Council for Sustainable Development 2009. <https://docs.wbcsd.org/2009/07/CSI-RecyclingConcrete-FullReport.pdf>.
- [5] Gagg CR. Cement and concrete as an engineering material: An historic appraisal and case study analysis. *Engineering Failure Analysis* 2014;40:114–40. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.02.004>.
- [6] Crave F, Bischoff L. Klimaschutz in der Beton- und Zementindustrie - Hintergrund und Handlungsoptionen. Berlin: WWF Deutschland; 2019.
- [7] Global cement production, 2010-2019 – Charts – Data & Statistics. IEA 2020. <https://www.iea.org/data-and-statistics/charts/global-cement-production-2010-2019> (accessed March 30, 2023).
- [8] About Cement. World Cement Association: WCA 2023. <https://www.worldcementassociation.org/about-cement> (accessed March 30, 2023).
- [9] Pressmair N, Xia Y, Wu H, Langelaar M, Hendriks M, Majdoub A, et al. Bridging the gap between mathematical optimization and structural engineering: Design, experiments and numerical simulation of optimized concrete girders. *Structural Concrete* 2023;24:5314–30. <https://doi.org/10.1002/suco.202201096>.
- [10] Gaganelis G, Mark P. Downsizing weight while upsizing efficiency: An experimental approach to develop optimized ultra-light UHPC hybrid beams. *Struct Concr* 2019;20:1883–95. <https://doi.org/10.1002/suco.201900215>.

- [11] Reichenbach S, Kromoser B. State of practice of automation in precast concrete production. *Journal of Building Engineering* 2021;43:102527. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102527>.
- [12] Gappmaier P, Reichenbach S, Kromoser B. Advances in formwork automation, structure and materials in concrete construction. *Automation in Construction* 2024;162:105373. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2024.105373>.
- [13] AllAboutLean.com – Organize your Industry. AllAboutLean 2024. <https://www.allaboutlean.com/> (accessed March 28, 2024).
- [14] Bekaert M, Van Tittelboom K, De Schutter G. 3D printed concrete as stay-in-place formwork: Mechanics during casting and curing. *Structural Concrete* 2022;24:738–55. <https://doi.org/10.1002/suco.202200088>.
- [15] Hansemann G, Trummer A, Holzinger C, Schmid R, Peters S. Lightweight reinforced concrete slabs with integrated 3D printed formwork: 2023 BE-AM Symposium. *BE-AM 2023 Symposium* 2023:35–47.
- [16] What is modular automotive manufacturing? Dalroad 2024. <https://www.dalroad.com/resources/what-is-modular-automotive-manufacturing/> (accessed March 26, 2024).
- [17] Precision Machined Components | Camcraft 2024. <https://camcraft.com/> (accessed April 15, 2024).
- [18] Gappmaier P, Reichenbach S, Kromoser B. Automated Production Process for Structure-Optimised Concrete Elements. In: Ilki A, Çavunt D, Çavunt YS, editors. *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient*, vol. 350, Cham: Springer Nature Switzerland; 2023, p. 1577–85. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-32511-3\\_161](https://doi.org/10.1007/978-3-031-32511-3_161).
- [19] Zöllner R, Ochlast A, Zimmert F, Braml T. Entwicklung von Prozessen zur automatisierten Planung und Herstellung von Stahlbetonbauteilen. *Beton- und Stahlbetonbau* 2022;117:222–34. <https://doi.org/10.1002/best.202100102>.
- [20] Blandini L, Kovaleva D, Haufe CN, Nething C, Nigl D, Nitzlader M, et al. Leicht bauen mit Beton – ausgewählte Forschungsarbeiten des ILEK – Teil 2: Strukturleichtbau. *Beton- und Stahlbetonbau* 2023;118:320–31. <https://doi.org/10.1002/best.202300026>.
- [21] Alimian M, Ghezavati V, Tavakkoli-Moghadam R. New integration of preventive maintenance and production planning with cell formation and group scheduling for dynamic cellular manufacturing systems. *Journal of Manufacturing Systems* 2020;56:341–58. <https://doi.org/10.1016/j.jmsy.2020.06.011>.
- [22] Burger J, Huber T, Lloret-Fritsch E, Mata-Falcón J, Gramazio F, Kohler M. Design and fabrication of optimised ribbed concrete floor slabs using large scale 3D printed formwork. *Automation in Construction* 2022;144:104599. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104599>.



# Möglichkeiten zur Prognose des Festigkeitsbeitrags calcinierter Tone im Zement

Maximilian Panzer, Sebastian Scherb, Nancy Beuntner, Karl-Christian Thienel  
*Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Universität der Bundeswehr München, Deutschland*

## KURZFASSUNG:

In diesem Artikel wird speziell die Eignung von illitischen, smectitischen und gemeinen Tonen als SCM untersucht und mit 1:1 dominierten Tonen verglichen. Die Reaktivität von elf verschiedenen Tonen wurde anhand von  $R^3$ -Tests und Druckfestigkeitsprüfungen an Mörteln mit sechs verschiedenen Zementen bewertet. Der Festigkeitsbeitrag von 2:1 dominierten Tonen erwies sich als relevant. Dies gilt insbesondere für calcinierten Illit nach 2 Tagen und für calcinierten Smectit nach 28 Tagen. Ein signifikanter Anstieg der Festigkeit wurde bei den 1:1 dominierten Tonen erst nach 28 Tagen beobachtet. Der Festigkeitsbeitrag der calcinierten Tone variierte in Abhängigkeit vom verwendeten Zement. Ein mathematisches Modell korreliert die Mineralogie und die Partikelgröße der Tone mit dem Aktivitätsindex der Bindemittelmischungen, sodass eine Vorhersage der Festigkeit nach 2 und 28 Tagen möglich ist. Dies gelingt auch mit dem  $R^3$ -Test, da die freigesetzte Reaktionswärme während des Tests mit dem Aktivitätsindex der entsprechenden Bindemittelmischung korreliert.

## 1 Einleitung

Tone sind keineswegs das „eine“ Material schlechthin. Das gilt entsprechen auch für calcinierte Tone. Natürlich vorkommende Tone sind in ihrer Zusammensetzung sehr unterschiedlich, und auch innerhalb einer Lagerstätte kann es zu erheblichen Schwankungen kommen. Tonminerale werden aufgrund ihrer Schichtstruktur aus tetra- und oktaedrischen Schichten in 1:1-, 2:1- und 2:1:1- Schichtsilicate eingeteilt. [1]

In der Literatur finden sich unterschiedliche Aussagen über den frühen Druckfestigkeitsbeitrag von calciniertem Illit, Smectit und Kaolinit im zementären Systemen. Häufig ist der frühe Festigkeitsbeitrag von kaolinitischen Tonen am höchsten, gefolgt

von illitischen Tonen. [5-11]. Im Gegensatz dazu herrscht in der Literatur Einigkeit über den Festigkeitsbeitrag der drei Tonminerale im zementgebundenen System nach 28 Tagen, welcher in der Reihenfolge Illit - Smectit - Kaolinit zunimmt [5, 6, 10-14]

Demnach besitzen Kaolinite in Bezug auf die Druckfestigkeit ein deutlich höheres Potenzial als Illite und Smectite. Viele Forschungsarbeiten haben sich auf kaolinitische (1:1 dominierte) Tone spezialisiert, während illitische und smectitische (2:1 dominierte) Tone in den Hintergrund gerieten. Aus europäischer Sicht ist dies nicht zufriedenstellend, da 1:1 dominierte Tone in Afrika, Asien und Südamerika häufig, in Europa jedoch nur selten und in geringen Mengen vorkommen [15]. Stattdessen

**Tabelle 1 Physikalische Parameter der Zemente**

| Parameter                             | Norm | CEM I<br>52,5R (bs) | CEM I<br>52,5R (ft) | CEM I<br>42,5N | CEM I<br>42,5R | CEM II/A-LL<br>32,5R | CEM I<br>42,5R SRO |
|---------------------------------------|------|---------------------|---------------------|----------------|----------------|----------------------|--------------------|
| d' [ $\mu\text{m}$ ]                  | [2]  | 11,9                | 12,4                | 31,9           | 26,9           | 27,9                 | 16,6               |
| Blaine SSA [ $\text{cm}^2/\text{g}$ ] | [3]  | 5630                | 6225                | 2742           | 3340           | 3507                 | 4820               |
| $f_{2d}$ [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]   | [4]  | 41,0                | 44,1                | 19,0           | 24,3           | 20,5                 | 27,5               |
| $f_{28d}$ [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]  | [4]  | 71,0                | 68,3                | 55,3           | 54,8           | 50,0                 | 56,5               |

**Tabelle 2 Mineralogische Zusammensetzung der Rohtone (teilweise aus [16-18])**

| Ton   | Tongruppe          | Calcinierungstemperatur | Mineralogie der Rohtone [Gew.-%] |         |               |       |          |       |
|-------|--------------------|-------------------------|----------------------------------|---------|---------------|-------|----------|-------|
|       |                    |                         | Kaolinit                         | Smectit | Smectit-Illit | Illit | Muscovit | Inert |
| PP    | 1:1 dominanter Ton | 600 °C                  | 93                               |         |               |       |          | 7     |
| FUP   | 1:1 dominanter Ton | 800 °C                  | 71                               |         |               | 13    |          | 15    |
| GFU   | 1:1 dominanter Ton | 500 °C                  | 55                               |         |               | 9     |          | 35    |
| RKUP  | 1:1 dominanter Ton | 800 °C                  | 45                               |         |               | 3     |          | 52    |
| GUS   | Gemeiner Ton       | 520 °C                  | 31                               | 5       |               | 15    | 23       | 26    |
| CT7   | Gemeiner Ton       | 750 °C                  | 23                               |         | 32            | 5     |          | 35    |
| OC    | Gemeiner Ton       | 680 °C                  | 20                               |         | 38            |       | 6        | 34    |
| Sml   | 2:1 dominanter Ton | 840 °C                  | 11                               | 33      |               | 33    |          | 23    |
| III-E | 2:1 dominanter Ton | 840 °C                  | 10                               |         |               | 67    | 7        | 16    |
| III-A | 2:1 dominanter Ton | 840 °C                  | 7                                |         |               | 67    | 5        | 21    |
| Smk   | 2:1 dominanter Ton | 840 °C                  | 7                                | 54      |               | 4     |          | 35    |

finden sich in Europa oft 2:1 dominierte oder gemeine Tone, die aus Mischungen unterschiedlicher Tonminerale bestehen und zudem inerte Stoffe wie Quarz enthalten [16]. Aus diesem Grund werden in dieser Studie bewusst 2:1 dominierte und gemeine Tone untersucht und 1:1 dominierten Tönen gegenübergestellt. Damit sollen auch nicht 1:1 dominierte Tone hinsichtlich ihres Festigkeitsbeitrages analysiert werden, damit sie dauerhaft in der Zement- und Betonindustrie eingesetzt werden können und nicht zu Unrecht ausgeschlossen werden.

Der Schwerpunkt der Forschungsarbeit liegt auf zwei Fragen: Inwieweit tragen verschiedene calcinierte Tonminerale zur Druckfestigkeit der Bindemittelmischungen nach 2 und 28 Tagen bei? Korreliert dieser Festigkeitsbeitrag mit spezifischen Toneigenschaften?

Zu diesem Zweck wurden elf verschiedene Tone ausgewählt und in calcinierter Form mittels Wärme-freisetzung im Kalorimeter auf ihre Reaktivität untersucht. Der Festigkeitsbeitrag jedes calcinierten Tons wird durch Druckfestigkeitsprüfungen von Mörtelprismen mit sechs verschiedenen Zementen nach 2 und 28 Tagen bewertet. Dabei wird die Leistung von 2:1 dominierten Tönen mit der von 1:1 dominierten Tönen unter Berücksichtigung der Tonmineralogie verglichen. Die Druckfestigkeitsergebnisse werden in Bezug zur gemessenen Wärmefreisetzung der calcinierten Tone im R<sup>3</sup>-Test gesetzt, um daraus Vorhersagen für die Festigkeiten zu treffen. Die Statistiksoftware JMP wird genutzt, um Korrelationen zwischen der Druckfestigkeit und der Tonmineralogie und damit eine weitere Möglichkeit zur Vorhersage der Festigkeit zu finden.

## 2 Materialien und Methoden

### 2.1 Zemente und Tone

Es wurden fünf Portlandzemente und ein Portlandkalksteinzement verwendet. Die physikalischen Parameter der Zemente sind in Tabelle 1 aufgeführt. Die untersuchten Tone stammen mit Ausnahme von PP aus Deutschland. Sie unterscheiden sich stark in ihrer Zusammensetzung. Tabelle 2 zeigt die Mineralogie der Rohtone. Quarz, Karbonate und andere Begleitminerale wurden als inert zusammengefasst. Die physikalischen Eigenschaften der gemahlene calcinierten Tone (Metatone) sind in Tabelle 3 zusammen mit Quarz aufgeführt.

**Tabelle 3 Physikalische Parameter der gemahlene calcinierten Tone und des Quarzes**

| Material | Partikelgröße [µm] |                 |                 | BET SSA [m <sup>2</sup> /g] |
|----------|--------------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|
|          | d <sub>10</sub>    | d <sub>50</sub> | d <sub>90</sub> |                             |
| PP       | 1,0                | 4,8             | 39,2            | 18                          |
| FUP      | 3,5                | 60,9            | 253,7           | 8                           |
| GFU      | 1,7                | 12,6            | 29,5            | 26                          |
| RKUP     | 0,9                | 4,2             | 40,9            | 8                           |
| GUS      | 1,9                | 12,3            | 31,8            | 27                          |
| CT7      | 1,9                | 12,5            | 33,8            | 6                           |
| OC       | 1,7                | 12,8            | 67,6            | 36                          |
| Sml      | 1,6                | 14,8            | 68,2            | 51                          |
| III-E    | 1,9                | 15,8            | 54,6            | 71                          |
| III-A    | 1,7                | 15,6            | 64,2            | 67                          |
| Smk      | 1,4                | 14,4            | 60,6            | 38                          |
| Quarz    | 3,1                | 40,6            | 123,7           | 1                           |

Für alle Untersuchungen wurden die Tone als calciniertes und gemahlene Material verwendet. Eine zusätzliche Sulfatträgerzugabe zum binären Bindemittel erfolgte nicht.

**Tabelle 4 Kumulative Wärmefreisetzung von calcinierten Tonen und Quarz im R<sup>3</sup>-Test nach 24 Stunden, 168 Stunden und deren Differenz  $\Delta$** 

| Material                              |          | PP  | FUP | GFU | RKUP | GUS  | CT7  | OC   | Sml | Ill-E | Ill-A | Smk | Quarz |
|---------------------------------------|----------|-----|-----|-----|------|------|------|------|-----|-------|-------|-----|-------|
| Tongruppe*                            |          | 1:1 | 1:1 | 1:1 | 1:1  | Gem. | Gem. | Gem. | 2:1 | 2:1   | 2:1   | 2:1 |       |
| Kumulative Wärmefreisetzung [J/g SCM] | 24 h     | 776 | 373 | 254 | 434  | 281  | 141  | 143  | 154 | 150   | 134   | 123 | 7     |
|                                       | 168 h    | 917 | 538 | 463 | 628  | 315  | 424  | 258  | 300 | 242   | 237   | 380 | 14    |
|                                       | $\Delta$ | 141 | 165 | 209 | 194  | 34   | 283  | 115  | 146 | 92    | 103   | 257 | 7     |

## 2.2 Experimentelle Untersuchungen

Die Reaktivität der Metatone wurde als Wärmefreisetzung im R<sup>3</sup>-Test nach DIN EN 17979 [19] mit einem isothermen Kalorimeter TAM Air (TA Instruments) gemessen. Die Versuche wurden nach 168 Stunden beendet und die Ergebnisse auf 1 g SCM normiert.

Mörtelprismen wurden nach DIN EN 196-1 [4] hergestellt und nach 2 und 28 Tagen geprüft, um den Festigkeitsbeitrag der calcinierten Tone zu bestimmen. Der Zement wurde durch 20 Gew.-% calcinierten Ton ersetzt. Der Aktivitätsindex (AI) wurde berechnet, indem die Druckfestigkeit der Bindemittelmischung ins Verhältnis zu der des Referenzzements gesetzt wurde.

## 2.3 Statistische Berechnungen

Die Statistiksoftware JMP (SAS Institute) wurde in Kapitel 4.2 verwendet, um eine Korrelation zwischen Mineralogie und Partikelgröße der calcinierten Tone und ihrem Festigkeitsbeitrag in Form des Aktivitätsindex zu finden. Für die Berechnung der einzelnen Parameter  $\alpha_i$  der Variablen  $i$  wurde die Methode der kleinsten Standardquadrate gewählt. Dabei wird nach dem höchsten Bestimmtheitsmaß  $R^2$  gesucht. Die Interpretation des resultierenden  $R^2$ -Koeffizienten orientiert sich an [20]. Ein  $R^2$ -Koeffizient über 0,7 wird als hohe Korrelation und über 0,9 als sehr hohe Korrelation angesehen. Als mathematisches Modell dient eine lineare Gleichung mit den Tonmineralgehalten und der Partikelgröße der calcinierten Tone in Form von  $d_{50}$ :

$$AI_{JMP} = \alpha_0 + \alpha_K \cdot K + \alpha_S \cdot S + \alpha_{IS} \cdot IS + \alpha_I \cdot I + \alpha_{d_{50}} \cdot d_{50} \quad (1)$$

$\alpha_i$  sind die von der Software berechneten Parameter zur Gewichtung der Variablen. Der Gehalt der Tonminerale (K: Kaolinit, S: Smectit, IS: Illit-Smectit-Mischschicht, I: Illit) im Rohton wird in der Einheit Gew.-% und der Teilchendurchmesser  $d_{50}$  in der

Einheit  $\mu\text{m}$  verwendet. GUS und GFU enthalten Illit, aber da dieses Tonmineral bei den niedrigen verwendeten Calciniertemperaturen nicht ausreichend aktiviert wurde, wird es als inertes Mineral betrachtet. Muscovit wird aufgrund seiner mangelnden Reaktivität ebenfalls als inertes Material angesehen [21, 22]. Quarz selbst hat als inertes Material nur einen Einfluss über  $\alpha_{d_{50}}$  d. h. der Parameter von Quarz ist 0 ( $\alpha_Q = 0$ ).

## 3 Ergebnisse

### 3.1 Reaktivität der calcinierten Tone im R<sup>3</sup>-Test

Die kumulative Wärmefreisetzung der calcinierten Tone in R<sup>3</sup>-Tests nach 24 und 168 Stunden sowie deren Differenz sind in Tabelle 4 zusammengefasst. Die im R<sup>3</sup>-Test ermittelten schnelleren und höheren Reaktivitäten von 1:1 dominierten Metatonen gegenüber den 2:1 dominierten Metatonen stehen im Einklang mit den zeitabhängigen Aluminium- und Siliziumionenlöslichkeiten von Metakaolinit, Metallit und Metasmectit in [14].

### 3.2 Druckfestigkeiten

Die berechneten Aktivitätsindizes der Bindemittelmischungen nach 2 (leere Symbole) und 28 Tagen (gefüllte Symbole) werden zum Vergleich ihrer Leistungsfähigkeit herangezogen (Abbildung 1). Für die meisten Metatone werden die höchsten Aktivitätsindizes nach 2 Tagen mit CEM I 52,5R (ft) und CEM I 52,5 (bs) und die niedrigsten Aktivitätsindizes mit CEM I 42,5R SR0 erreicht. Die eng beieinander liegenden Kurven weisen auf geringe Unterschiede der Aktivitätsindizes der Zemente hin. Für alle Metatone werden die höchsten Aktivitätsindizes nach 28 Tagen mit einem Kalksteinzementgemisch erreicht. Dies unterstreicht die starken Synergieeffekte zwischen Kalksteinmehl und calcinierten Tonen, wie sie z. B. aus [23, 24] bekannt sind. In den meisten Fällen wurde der niedrigste

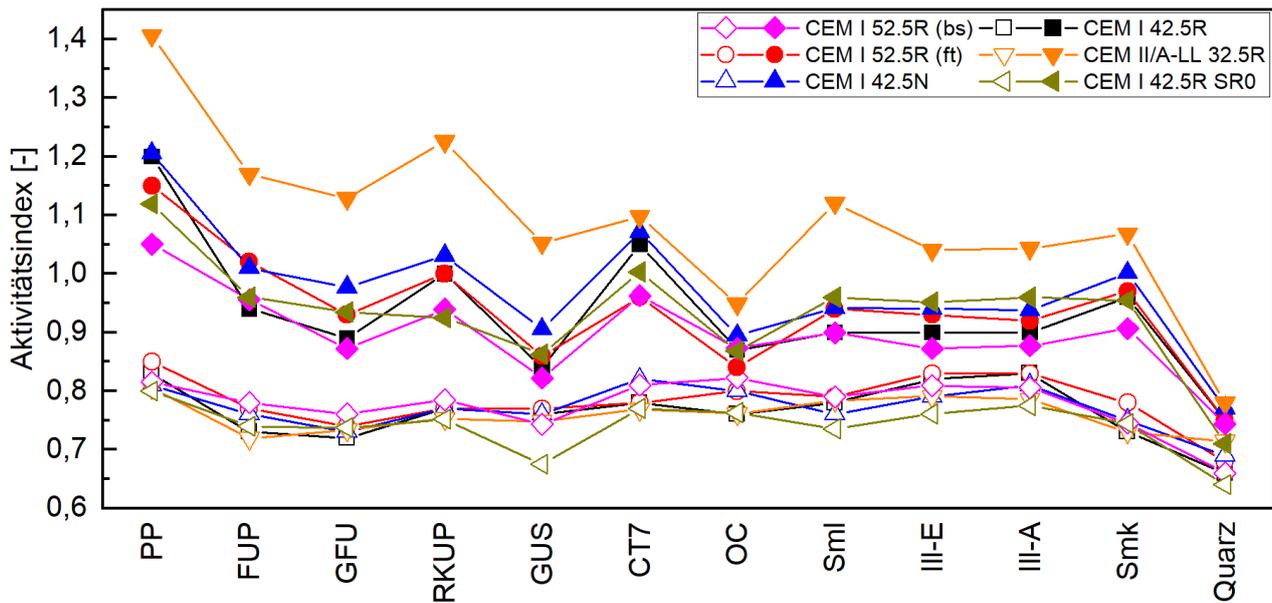


Abbildung 1 Aktivitätsindex von Mörtelprismen mit einem Austauschgrad von jeweils 20 Gew.-% calciniertem Ton in verschiedenen Zementen nach 2 (leere Symbole) und 28 Tagen (gefüllte Symbole) gemäß DIN EN 196-1 [4]. Die Verbindungslinien haben keine physikalische Bedeutung

Aktivitätsindex nach 28 Tagen bei der Verwendung von CEM I 52,5R (bs) erzielt. Nach 28 Tagen gibt es innerhalb einer Bindemittelmischung und zwischen den verschiedenen Bindemittelmischungen größere Unterschiede im Aktivitätsindex als nach 2 Tagen.

Tagen. Zum Vergleich wird Quarz in die Darstellung aufgenommen. In diesem Fall werden die Aktivitätsindizes über alle sechs Zemente gemittelt. Eine separate Analyse für die einzelnen Zemente ergibt vergleichbare Ergebnisse und wird daher hier nicht dargestellt.

## 4 Diskussion

### 4.1 Unterscheidung des Festigkeitsbeitrags anhand der Tonmineralogie

Illitische und smectitische Tone können auf Grundlage ihrer strukturellen Eigenschaften als 2:1 dominierte Tone betrachtet werden. Ihr Beitrag als Metatone zur Festigkeit im Mörtel unterscheidet sich jedoch beträchtlich, sodass die Aktivitätsindizes der beiden Bindemittelmischungen bei einer gemeinsamen Gruppierung nicht zufriedenstellend gemittelt sind. Daher ist eine Unterscheidung der 2:1 dominierten Tone in illitische und smectitische Tone nach 2 und 28 Tagen notwendig. Auf III-A (67 Gew.-% Illit) und Smk (54 Gew.-% Smectit) wird im Folgenden näher eingegangen. Die Gruppe der 1:1 dominierten Tone (66 Gew.-% Kaolinit) wurde als repräsentativ für Kaolinit für einen Vergleich mit Illit und Smectit ausgewählt.

Abbildung 2 zeigt die entsprechenden Tone und Tongruppen mit Aktivitätsindex nach 2 und 28

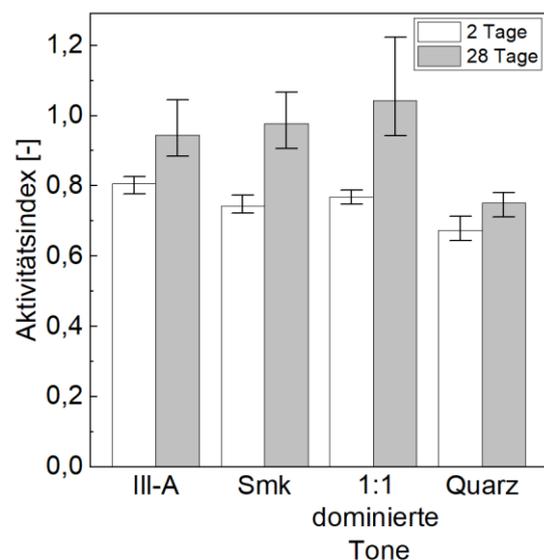


Abbildung 2 Aktivitätsindizes von Mörtelprismen mit III-A, Smk, 1:1 dominierten Tonen und Quarz nach 2 und 28 Tagen, gemittelt über alle Zemente

Ill-A weist nach 2 Tagen den höchsten und Smk den niedrigsten Aktivitätsindex der hier untersuchten Tonminerale auf. 1:1 dominierte Tone liegen dazwischen. Der Festigkeitsbeitrag der Tonminerale nach 2 Tagen nimmt in folgender Reihenfolge zu: Smectit - Kaolinit - Illit. Verschiedene Studien kamen zu unterschiedlichen Ergebnissen für den frühen Festigkeitsbeitrag der verschiedenen Tonminerale. Metakaolinit leistet den höchsten Beitrag zur Festigkeit, gefolgt von Metacillit und Metasmectit [5, 7-9]. Die bekannte Reihenfolge der frühen Reaktivität (Metakaolinit > Metacillit > Metasmectit), die in verschiedenen Reaktivitätstests [14, 16, 25] festgestellt und auch hier in den R<sup>3</sup>-Tests bestätigt wurde, spiegelt sich hier allerdings nicht in den Festigkeiten der Mörtel wider. Die hohe Anfangsreaktivität von Metakaolinit tritt auch im zementären System auf, gleichzeitig wird aber die Alithydratation behindert [20]. Im Gegensatz dazu reagiert Metacillit selbst weniger, hat aber einen geringeren Einfluss auf die Alithydratation. Dementsprechend sind die Aktivitätsindizes nach 2 Tagen plausibel.

Nach 28 Tagen nimmt der Festigkeitsbeitrag der calcinierten Tone in folgender Reihenfolge zu: Illit - Smectit - Kaolinit, was im Einklang mit anderen Studien steht [5, 12-14]. Die schnellere und stärkere Freisetzung von Ionen ist ein Grund für die gute Leistung von Metakaolinit [5, 26, 27]. Hinzu kommt seine schnelle Reaktivität: [14] berichtet von einer fast vollständigen Reaktion von Metakaolinit nach 28 Tagen in der hydratisierten Calciumhydroxidpaste. Im Gegensatz dazu erreichte Metacillit zeitgleich nur einen Reaktionsgrad von weniger als 30 Gew.-% und Metasmectit von weniger als 60 Gew.-%. Dies steht im Einklang mit der vorliegenden Studie, die eine höhere Reaktivität für Smectit als für Illit in Bezug auf die eigenen R<sup>3</sup>-Tests nach 168 Stunden und die Mörtelfestigkeiten nach 28 Tagen ergab.

#### 4.2 Korrelation zwischen Tonmineralogie und Druckfestigkeit

Unter Einbeziehung der Partikelgröße der calcinierten Tone konnte mit der Statistiksoftware JMP eine Beziehung zwischen dem Gehalt der verschiedenen Tonminerale und dem Aktivitätsindex hergestellt werden. Tabelle 5 zeigt die - über alle Zemente gemittelten - berechneten Parameter  $\alpha_i$  der Variablen i nach 2 und 28 Tagen. Die R<sup>2</sup>-Koeffizienten von

0,96 und 0,88 verdeutlichen eine sehr hohe und hohe Korrelation. Eine separate Analyse für die einzelnen Zemente ergibt zwar andere Parameter, aber ähnliche Bestimmtheitsmaße. Die Vorzeichen der Parameter sind nachvollziehbar. Das positive Vorzeichen für die Tonminerale bedeutet, dass der Aktivitätsindex mit zunehmendem Gehalt steigt. Das Vorzeichen von  $\alpha_{d_{50}}$  ist negativ, weil der Aktivitätsindex mit geringerer Partikelgröße (höherem  $d_{50}$ ) abnimmt.

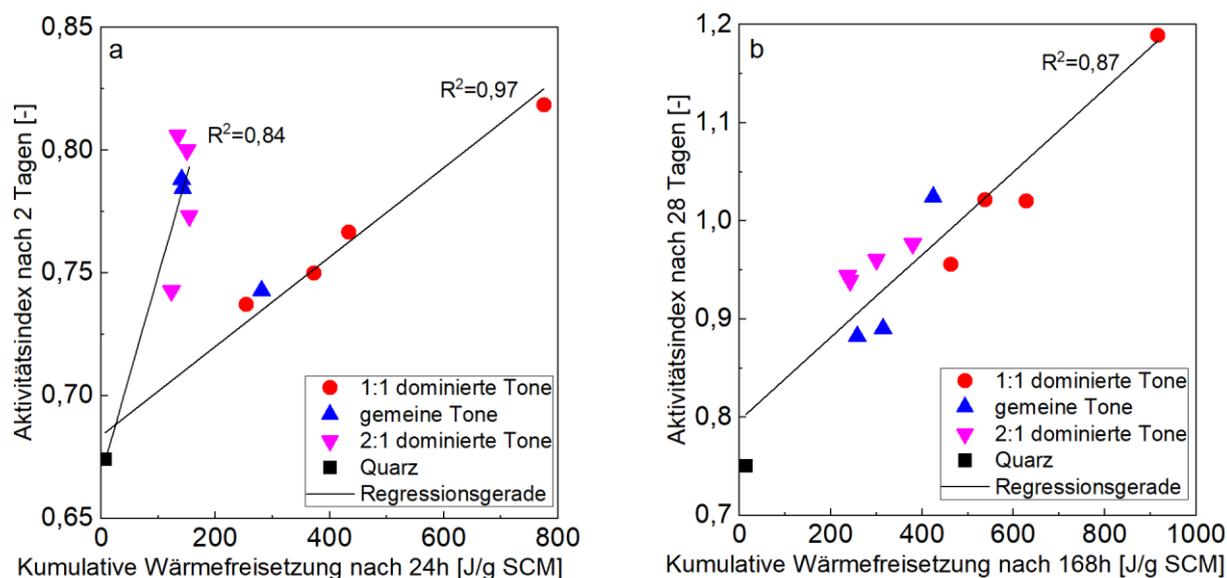
**Tabelle 5** Berechnete Parameter  $\alpha_i$  der Variablen i nach 2 und 28 Tagen, basierend auf dem mit den Mörtelprismen gemessenen Aktivitätsindex, gemittelt über alle Zemente (K: Kaolinit, S: Smectit, IS: Illit-Smectit-Mischschicht, I: Illit)

| Variable i                         | 2 Tage<br>$\alpha_i$ | 28 Tage<br>$\alpha_i$ |
|------------------------------------|----------------------|-----------------------|
| 0                                  | 0,7111               | 0,8028                |
| K                                  | 0,0011               | 0,0040                |
| S                                  | 0,0006               | 0,0028                |
| IS                                 | 0,0017               | 0,0022                |
| I                                  | 0,0015               | 0,0020                |
| $d_{50}$                           | -0,0010              | -0,0017               |
| Bestimmtheitsmaß<br>R <sup>2</sup> | 0,96                 | 0,88                  |

Ein Vergleich der Parameter  $\alpha_i$  der Tonminerale untereinander nach 2 bzw. 28 Tagen gibt Aufschluss über deren Stellenwert und damit auch über den jeweiligen Festigkeitsbeitrag. Nach JMP steigt der Beitrag nach 2 Tagen in der Reihenfolge Smectit < Kaolinit < Illit und nach 28 Tagen in der Reihenfolge Illit < Smectit < Kaolinit. Dies sind die gleichen Reihenfolgen, wie sie auf der Basis von Mörtelprismen mit den verschiedenen Tönen in Kapitel 4.1 gefunden wurden. Für einen bereits in dieser Studie verwendeten Zement könnte nun mit Hilfe von Gleichung 1 für einen neuen Ton der zu erwartende Aktivitätsindex von Mörtelprismen bei einem zu 20 Gew.-% substituierten Bindemittel bestimmt werden.

#### 4.3 Korrelation zwischen kumulativer Wärmefreisetzung und Druckfestigkeit

Schließlich werden die Messungen des R<sup>3</sup>-Tests mit den Aktivitätsindizes der Mörtelprismen verglichen. Der Aktivitätsindex nach 2 Tagen wird mit der kumulativen Wärmefreisetzung nach 24 Stunden (Abbildung 3a) verglichen. Die gute Korrelation bei Verwendung von 1:1 dominierten Tönen in



**Abbildung 3** Aktivitätsindex der Mörtelprismen nach 2 (a) und 28 Tagen (b), gemittelt über alle Zemente, in Abhängigkeit von der kumulativen Wärmefreisetzung der calcinierten Tone in  $R^3$ -Tests nach 24 und 168 Stunden. Zwei Regressionslinien wurden für Tone mit einem Kaolinitgehalt von mehr oder weniger als 30 Gew.-% mit Quarz in (a) gebildet, eine Regressionslinie für alle Tone und Quarz in (b)

[25] wird bestätigt, jedoch liegen 2:1 dominierte Tone und auch gemeine Tone nicht auf derselben Regressionslinie. Sie müssen daher gesondert betrachtet werden. Die hohe Frühreaktivität der 1:1 dominierten Tone im  $R^3$ -Test tritt in deren Bindemittelmischungen zwar auf, aber zeitgleich wird die Alithydratation erheblich behindert [21]. Der Aktivitätsindex nach 28 Tagen korreliert mit der kumulativen Wärmefreisetzung nach 168 Stunden (Abbildung 3b). Eine einzige Regressionsgerade passt in dem Fall gut zu allen untersuchten Tönen.

Die zementabhängigen Aktivitätsindizes der Tone in Abbildung 1 machen deutlich, dass der Aktivitätsindex einer Bindemittelmischung mit calciniertem Ton nicht durch Messung der kumulativen Wärmefreisetzung des calcinierten Tons im  $R^3$ -Test ohne Weiteres vorhergesagt werden kann. Die Leistung der calcinierten Tone in einer Bindemittelmischung hängt zu sehr von den jeweils verwendeten Zementen ab. Sobald eine Regressionslinie für einen bestimmten Zement erstellt wurde, lässt sich der Festigkeitsbeitrag eines neuen calcinierten Tons mit demselben Zement eindeutig vorhersagen - zumindest nach 28 Tagen.

## 5 Schlussfolgerung

In dieser Studie wurden elf verschiedene calcinierte Tone in Kombination mit sechs Zementen

untersucht. Ziel war es, den Einfluss des jeweiligen Tons und letztlich Tonminerals auf den Beitrag zur Druckfestigkeit im Mörtel zu ermitteln und den individuellen Druckfestigkeitsbeitrag calcinierter Tone aus deren Reaktivität im  $R^3$ -Test abzuschätzen.

Um Aussagen zum individuellen Druckfestigkeitsbeitrag liefern zu können, erwies sich neben einer Unterscheidung in gemeine, 1:1 und 2:1 dominierte Tone eine Differenzierung der 2:1 dominierten Tone in illitische und smectitische Tone als notwendig. Illitische und smectitische Tone verhalten sich zu unterschiedlich, um gemeinsam als 2:1 dominierte Tone betrachtet zu werden. 2:1 dominierte und gemeine Tone zeigen einen signifikanten Festigkeitsbeitrag im Mörtel, sodass sie neben 1:1 dominierten Tönen auch als SCM eine zukunftsfähige Ressource darstellen. Der Kaolinitgehalt kann nicht als alleiniges Kriterium für die Beurteilung der Leistungsfähigkeit eines calcinierten Tons im zementären System herangezogen werden, insbesondere nicht für die Frühfestigkeit. Die untersuchten illitischen Tone führen in Bindemittelmischungen zu einer höheren Festigkeit nach 2 Tagen als 1:1 dominierte Tone. Die eigenständige Reaktion der smectitischen Tone entwickelt sich langsamer, ist aber deutlich und übertrifft nach 28 Tagen sogar die der illitischen Tone. Die 1:1 dominierten Tone weisen nach 28 Tagen die höchsten Festigkeiten auf.

Die Mineralogie der Tone korreliert gut mit der Druckfestigkeit von Mörteln, die in Bindemittelmischungen eingesetzt wurden, wenn man zugleich die mittlere Partikelgröße  $d_{50}$  berücksichtigt. Diese Korrelation ist jedoch abhängig vom Zement, da ein calcinierter Ton in verschiedenen Zementen unterschiedliche Aktivitätsindizes liefert. Sobald die Parameter der Variablen (Tonminerale, Partikelgröße) für einen Zement bekannt sind, kann der erwartete Festigkeitsbeitrag eines neuen Tons in Mischungen mit diesem Zement abgeschätzt werden.

Der  $R^3$ -Test von calcinierten Tonen weist eine hohe Korrelation mit den Mörteldruckfestigkeiten von Bindemittelmischungen mit calcinierten Tonen nach 28 Tagen auf. Unter Berücksichtigung der Zementabhängigkeit kann die Festigkeit für diesen Zeitpunkt vorhergesagt werden. Bei den 2-Tage-Festigkeitswerten ist eine Differenzierung nach dem Primärphasengehalt des Tons erforderlich. 1:1 dominierte Tone haben eine höhere kumulative Wärmefreisetzung im  $R^3$ -Test als 2:1 dominierte Tone und liegen dementsprechend auf einer anderen Regressionslinie. Wenn nur die kumulative Wärmefreisetzung eines calcinierten Tons im  $R^3$ -Test gemessen wird, ohne seine Tongruppenzugehörigkeit zu kennen, kann der Aktivitätsindex seiner Bindemittelmischung nach 2 Tagen nicht vorhergesagt werden.

Da der Festigkeitsbeitrag der calcinierten Tone je nach verwendetem Zement variiert, ist eine weitere Studie erforderlich, um eine Aussage über den Einfluss des Zements auf die Reaktion der calcinierten Tone zu treffen.

## 6 Literatur

- [1] Alujas Diaz, A., et al., *Properties and occurrence of clay resources for use as supplementary cementitious materials: a paper of RILEM TC 282-CCL*. Materials and Structures, 2022. **55**: p. 139.
- [2] DIN 66145, *Darstellung von Korn-(Teilchen-)größenverteilungen RRSB-Netz / Graphical representation of particle size distribution; RRSB-grid*. 1976. p. 3.
- [3] DIN EN 196-6, *Prüfverfahren für Zement - Teil 6: Bestimmung der Mahlfineinheit (Methods of testing cement - Part 6: Determination of fineness)*. 2019, Beuth Verlag: Berlin, Germany. p. 21.
- [4] DIN EN 196-1, *Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit (Methods of testing cement - Part 1: Determination of strength)*. 2016, Beuth-Verlag: Berlin, Germany. p. 31.
- [5] Fernandez, R., F. Martirena, and K.L. Scrivener, *The origin of the pozzolanic activity of calcined clay minerals: a comparison between kaolinite, illite and montmorillonite*. Cement and Concrete Research, 2011. **41**(1): p. 113-122.
- [6] Sowoidnich, T., et al., *Reaktivitätsuntersuchungen von calcinierten Tonen mit geringem Metakaolingehalt*, in *ce/papers*. 2023. p. 400-404.
- [7] He, C., E. Makovicky, and B. Osbæck, *Thermal stability and pozzolanic activity of calcined illite*. Applied Clay Science, 1995. **9**(5): p. 337-354.
- [8] He, C., E. Makovicky, and B. Osbæck, *Thermal treatment and pozzolanic activity of Na- and Ca-montmorillonite*. Applied Clay Science, 1996. **10**(5): p. 351-368.
- [9] He, C., E. Makovicky, and B. Osbæck, *Thermal stability and pozzolanic activity of calcined kaolin*. Applied Clay Science, 1994. **9**(3): p. 165-187.
- [10] Msinjili, N.S., et al., *Comparison of calcined illitic clays (brick clays) and low-grade kaolinitic clays as supplementary cementitious materials*. Materials and Structures, 2019. **52**(5): p. 94.
- [11] Danner, T., G. Norden, and H. Justnes, *Calcareous smectite clay as a pozzolanic alternative to kaolin*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2019: p. 1-18.
- [12] He, C., B. Osbæck, and E. Makovicky, *Pozzolanic reactions of six principal clay minerals: activation, reactivity assessments and technological effects*. Cement and Concrete Research, 1995. **25**(8): p. 1691-1702.
- [13] Danner, T., *Reactivity of Calcined Clays*, in *Faculty of Natural Science and Technology, Department of Natural Sciences and Engineering*. 2013, NTNU: Trondheim. p. 229.
- [14] Trümer, A., *Calcinierte Tone als Puzzolane der Zukunft - Von den Rohstoffen bis zur Wirkung im Beton*, in *Fakultät Bauingenieurwesen*. 2020, Bauhaus-Universität Weimar: Weimar. p. XXI, 200.

- [15] Ito, A. and R. Wagai, *Global distribution of clay-size minerals on land surface for biogeochemical and climatological studies*. Scientific Data, 2017. **4**(1): p. 170103.
- [16] Maier, M., N. Beuntner, and K.-C. Thienel, *Mineralogical characterization and reactivity test of common clays suitable as supplementary cementitious material*. Applied Clay Science, 2021. **202**: p. 105990.
- [17] Beuntner, N., *Zur Eignung und Wirkungsweise calcinierter Tone als reaktive Bindemittelkomponente in Zement (On the suitability and mode of action of calcined clays as reactive binder components in cement)*, in *Fakultät für Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften*. 2017, Universität der Bundeswehr München: Neubiberg. p. 207.
- [18] Sposito, R., N. Beuntner, and K.-C. Thienel, *Characteristics of components in calcined clays and their influence on the efficiency of superplasticizers*. Cement and Concrete Composites, 2020. **110**(103594).
- [19] DIN EN 17979 - Entwurf, *Reaktivität von Zementbestandteilen - Verfahren zur Bestimmung der Hydratationswärme und des chemisch gebundenen Wassers (Reactivity of cement constituents - Heat of hydration and bound water methods)*. 2023, Beuth-Verlag GmbH: Berlin, Germany. p. 31.
- [20] Kundt, G., H. Krentz, and Ä. Glass, *Epidemiologie und Medizinische Biometrie (Epidemiology and Medical Biometry)*. Berichte aus der Statistik. 2011, Aachen: Shaker Verlag. 246.
- [21] Scherb, S., et al., *Reaction kinetics during early hydration of calcined phyllosilicates in model cement systems*. Cement and Concrete Research, 2024. **175**: p. 107356.
- [22] Sposito, R., et al., *Early hydration behavior of blended cementitious systems containing calcined clays and superplasticizer*, in *15<sup>th</sup> International Congress on the Chemistry of Cement*, J. Gemrich, Editor. 2019, Research Institute of Binding Materials Prague: Prague, Czech Republic. p. 10.
- [23] Maraghechi, H., et al., *Performance of Limestone Calcined Clay Cement (LC3) with various kaolinite contents with respect to chloride transport*. Materials and Structures, 2018. **51**(5): p. 125.
- [24] Antoni, M., et al., *Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone*. Cement and Concrete Research, 2012. **42**(12): p. 1579-1589.
- [25] Avet, F., et al., *Development of a new rapid, relevant and reliable (R<sup>3</sup>) test method to evaluate the pozzolanic reactivity of calcined kaolinitic clays*. Cement and Concrete Research, 2016. **85**: p. 1-11.
- [26] Hollanders, S., et al., *Pozzolanic reactivity of pure calcined clays*. Applied Clay Science, 2016. **132–133**: p. 552-560.
- [27] Werling, N., et al., *Solubility of Calcined Kaolinite, Montmorillonite, and Illite in High Molar NaOH and Suitability as Precursors for Geopolymers*. Clays and Clay Minerals, 2022. **70**.

# Karbonatisierungswiderstand von 3D-Druckbeton - Potentiale der Verbundbauweise durch gezielte Qualitätssicherung

Michael Autischer, Joachim Juhart, Augusto Cezar Maciel Soares, Marlene Sakoparnig  
*Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie, TU Graz, Österreich*

Georg Hansemann, Stefan Peters, Robert Schmid  
*Institut für Tragwerksentwurf, TU Graz, Österreich*

## KURZFASSUNG:

3D-Druckbeton ist in der Baubranche noch ein Nischenprodukt, bietet jedoch großes Potenzial durch hohe Fertigungsraten und flexible Formgestaltung. Die vielfältigen Einsatzmöglichkeiten wecken Interesse im klassischen Stahlbetonbau. Besonders als verlorenes Schalungselement im Verbund mit Stahlbeton eröffnen sich gestalterische, ökonomische und ökologische Chancen. Wird 3D-Druckbeton in Verbindung mit Stahlbeton eingesetzt, steigen die Anforderungen. Weil es für Anwendungen im Verbund mit Stahlbeton noch keine geregelten Standards gibt, wird z.B. der 3D-Druckbeton in Bezug auf den Karbonatisierungswiderstand nicht berücksichtigt. Um solche Anrechnungen zu ermöglichen, müssen Qualitätskriterien im Herstellungsprozess definiert werden. Ein weiteres Kriterium stellt die Bauteilbewertung der vergossenen 3D-Druckelemente mit Standardbeton dar. Wird der Verbund zwischen 3D-Druckbeton und dem Standardbeton durch die Bauteilgeometrie begünstigt oder kommt es durch physikalische Effekte zu einer Verschlechterung des Verbundes. Die Prüfung der Karbonisierungstiefe dient sowohl der Bewertung des Karbonatisierungswiderstandes als auch der 3D-Druckqualität. Über eine gesteigerte Kohlenstoffdioxidbeaufschlagung können Fehlstellen schnell erkannt und damit auch die 3D-Druckqualität bewertet werden.

## 1 Einleitung

Der 3D-Betondruck bzw. Mörteldruck (3D concrete printing; 3DCP) ist eine junge Technologie, die in der Baubranche noch wenig etabliert ist, im Zeitalter der Digitalisierung aber ein großes Potenzial für die Zukunft darstellt. Seit der Jahrtausendwende werden Projekte im 3DCP umgesetzt und nehmen seither exponentiell zu [1]. Richtete sich der Fokus zu Beginn noch auf die Prozess- und Mischungsentwicklung, werden seit einigen Jahren ganze Häuser und Objekte [2–4] 3D gedruckt. Vor allem im Verbund mit bewehrtem Standard-Normalbeton (konventioneller Stahlbeton) ergeben sich attraktive Einsatzmöglichkeiten. Der große Benefit des 3DCP liegt in der effizienten und in der Form freien Gestaltungsmöglichkeit von Betonelementen, die im konventionellen Stahlbetonbau nur mit sehr hohem Aufwand umsetzbar sind. Der derzeit forcierte

3DCP stellt bei geradlinigen und linearen Bauelementen keine effizienzsteigernde Alternative zum konventionellen Stahlbetonbau dar, sondern wird erst mit einer gesteigerten Komplexität der Anforderung interessant [5].

Eine große Lücke im Vergleich von 3DCP und dem konventionellen Stahlbetonbau herrscht noch bei der Thematik „Bewehrung“. Es wird intensiv an der Bewehrungsintegration in den Druckprozess gearbeitet [6], ein Großteil des eingesetzten 3DCP wird jedoch unbewehrt hergestellt. Mechtcherine u.a [7] zeigen Lösungsansätze für bewehrten 3DCP, die übliche Bewehrungsanteile im Hochbau in den Prozess integrieren, aber noch nicht kommerziell umsetzbar sind. Der vielversprechendste Ansatz zur sofortigen Nutzung der 3DCP Technologie ist deswegen ein Verbundsystem aus Stahlbeton und 3DCP. Die Kombination von 3DCP und Stahlbeton stellt vor allem planende Ingenieure vor

Herausforderungen. Während Bemessungen und Einsatzmöglichkeiten von Stahlbeton in vielen Fällen standardisiert und anerkannte Praxis sind, gibt es für 3DCP quasi keine genormten Verfahren und Bemessungswerte. Folglich wird eine 3DCP-Schicht bei Berechnungen in Kombination bzw. im Verbund mit bewehrtem Normalbeton beispielsweise in Bezug auf ihren Karbonatisierungswiderstand nicht berücksichtigt. Potenziale der Bauteiloptimierung verbunden mit Ressourcenschonung durch Material-Minimierung sowie der erhöhten Dauerhaftigkeit von Verbundbauteilen aus 3DCP und Stahlbeton bleiben so ungenutzt.

In diesem Beitrag werden deshalb entscheidende Punkte betrachtet, die es für eine mögliche Anrechnung des 3DCP im Verbund mit bewehrtem Normalbeton, im speziellen zum Karbonatisierungswiderstand eines Bauteils, zu beachten gilt. Das sind der Kontakt der 3D-Druckschichten (Layer) miteinander, effektive Bauteildicken, Beschleunigerdosierung und Druckzeiten sowie die zielführende Interpretation der Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes. Des Weiteren wird vorgestellt, wie die Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes zur Qualitätssicherung von 3DCP beitragen kann.

## 2 Materialien

Für das Drucken von 3D-Elementen wurde der Spezialmörtel „PrintCret 230“ von Baunit verwendet, mit einem Größtkorn von 2 mm, in Kombination mit dem zugehörigen Erstarrungsbeschleuniger (BE) „AdSpeed“. Die Dosierung des BE wird in Prozent angegeben und bezieht sich auf die Menge des Trockenmörtels. Für die Herstellung von Standard-Normalbeton kam die Baunit „Dicht- und SichtBeton“ Fertigmischung zum Einsatz, mit einem Größtkorn von 6 mm, einer angegebenen Druckfestigkeitsklasse C25/30 und den angegebenen Expositionsklassen XC4/XF4/XW2.

## 3 Methoden

### 3.1 3DCP - Extrusionsverfahren

Die Herstellung der 3D-Elemente erfolgte mit dem 3D-Drucksystem „Bauminator“ [8]. Das System besteht wie andere Extrusionsverfahren [9] aus den Bereichen Materialaufbereitung, Materialtransport, Druckprozess und Prozessüberwachung. Die Materialaufbereitung umfasst die Bereiche der

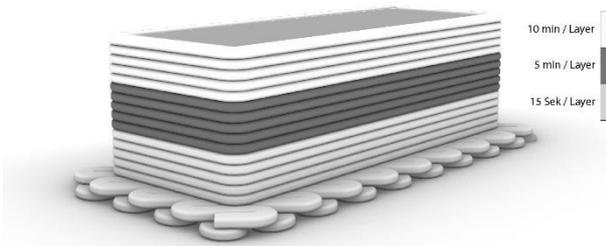
Nassmörtelaufbereitung (Mischen von Trockenmörtel „PrintCret 230“ und Wasser) und die Aufbereitung des BE. Über Pumpen werden der Nassmörtel und der BE zum Druckkopf gefördert, wo die Medien durch einen Mischer miteinander vermengt werden. Die Steuerung der Durchflussmenge erfolgt über die Pumpgeschwindigkeit der Mörtelmischpumpe. Die materialbezogenen Druckparameter werden über eine speicherprogrammierbare Steuerung (SPS) geregelt. Ein Industrieroboter, der den Druckkopf führt, erhält die vorgefertigten Pfade über die Robotersteuerung (IRC5) und platziert das Druckmaterial positionsgetreu. Die Verfahrensgeschwindigkeit des Roboters und die BE-Dosierung sind im Maschinencode hinterlegt oder werden durch den Maschinenführer während des Prozesses eingestellt.

### 3.2 Prüfkörperherstellung

Zur Prüfung der Eigenschaften des 3D gedruckten Betons wurden 3 Arten von Prüfkörpern hergestellt.

- Würfel (100 mm) mit unbeschleunigtem Nassmörtel
- 3D-gedruckte Prismen mit Abmessungen von ca. H=160 B=150 L=400 mm befüllt mit Normalbeton (Abbildung 1)
- 3D-gedruckte Bündel mit Abmessungen von ca. H=50 B=80 L=1000 mm (Abbildung 2)

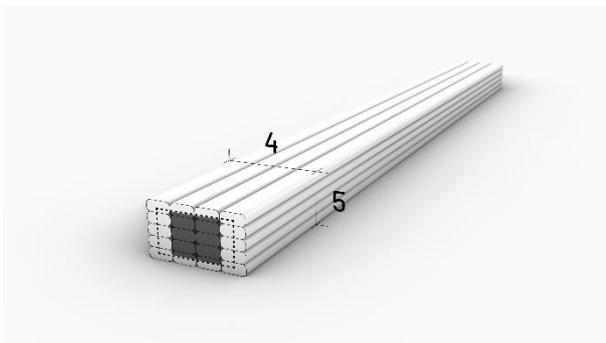
Die vier Würfelprüfkörper wurden aus unbeschleunigtem Druckmörtel gegossen, welcher ohne Zugabe von BE aus dem Druckkopf entnommen wurde. Die 3D-Elemente wurden aus nebeneinander- bzw. übereinander platzierten Layern mit einer Layerhöhe von rund 10 mm und einer Layerbreite von rund 20 mm gedruckt.



**Abbildung 1** Darstellung eines aus 15 Layern bestehenden, 3D-gedruckten und mit Normalbeton gefüllten Prismas

Die Herstellung der zwei Prismen erfolgte in 5 Abschnitten, mit einer BE-Dosierung von 5%.

- Drucken einer vollflächigen Grundplatte bestehend aus 2 Schichten
- Drucken von 5 Layern entlang der Prismenkontur, mit 15 sec Abstand vor dem Auftragen des nächsten Layers
- Drucken von 5 Layern entlang der Prismenkontur, mit 5 min Abstand vor dem Auftragen des nächsten Layers
- Drucken von 5 Layern entlang der Prismenkontur, mit 10 min Abstand vor dem Auftragen des nächsten Layers
- Ausfüllen der Prismen mit Normalbeton



**Abbildung 2** Darstellung eines 3D-gedruckten Bündels bestehend aus 5 Schichten mit jeweils 4 nebeneinander liegenden Layern

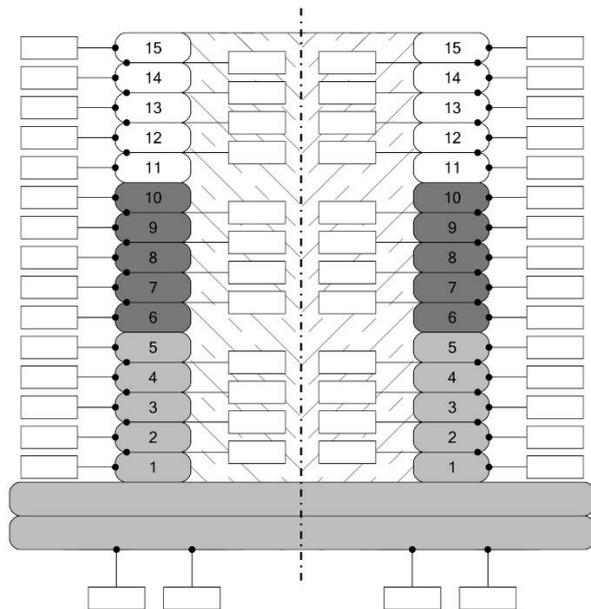
Die Herstellung der fünf Bündel, bestehend aus 5 Schichten mit jeweils 4 nebeneinander liegenden Layern, erfolgte mit unterschiedlichen zeitlichen Abständen der Schichten und unterschiedlichen BE-Dosierungen (3%, 5% und 7%). Eine einzelne Schicht wurde ohne Druckpausen hergestellt. Zwischen den fünf übereinander liegenden Schichten

wurden je nach Bündel unterschiedliche Druckpausen (1 min, 15 min und 30 min) eingelegt. Die fünf hergestellten Bündel hatten folgende Zusammensetzung:

- BE-Dosierung 3%, Druckpause 1 min
- BE-Dosierung 5%, Druckpause 1 min
- BE-Dosierung 7%, Druckpause 1 min
- BE-Dosierung 5%, Druckpause 15 min
- BE-Dosierung 5%, Druckpause 30 min

### 3.3 Beschleunigte Karbonatisierung

Die Prüfung des Karbonatisierungswiderstandes nach ÖN EN 12390-12 erfolgte an vier Würfelprüfkörpern mit unbeschleunigtem 3DCP und an zwei mit Normalbeton ausgegossenen Prismen. Die Lagerung und die Durchführung der Prüfung erfolgten nach der ÖN EN 12390-12 mit einem beschleunigten Karbonatisierungsverfahren in einer Klimakammer (20°C, 57% r. L., 3 V% CO<sub>2</sub>).



**Abbildung 3** Messprofil für die Prüfung der Karbonatisierungstiefe an den 3D-gedruckten Prismen

Nur zur Vermessung der Karbonatisierungstiefen und der Auswertung musste aufgrund der spezifischen Form der 3D-Elemente eine besondere Methode entwickelt werden. Angepasst an die Struktur der 3D-gedruckten Oberfläche wurden die Karbonatisierungstiefen auf der Wulst eines Layers, in der Kontaktzone zwischen 2 Layern und an der Grundplatte gemessen (Abbildung 3).

### 3.4 Karbonatisierung bei 100% CO<sub>2</sub> Beaufschlagung

Das Verfahren der beschleunigten Karbonatisierung nach ÖN EN 12390-12 nutzt eine drei prozentige CO<sub>2</sub>-Konzentration. Um den Prozess der Karbonatisierung noch stärker zu beschleunigen, wurden die fünf Probenbündel mit unterschiedlichen BE-Dosierungen und zeitlichen Druckabständen zwischen den Schichten im Alter von 7 Tagen nach dem Druckprozess und Luftlagerung in annähernd 100% CO<sub>2</sub> ausgelagert. Zusätzlich wurden geschalte und geschnittene, unbeschleunigte Würfelprobenstücke gleichermaßen gelagert und untersucht. Verpackt in einem Kunststoffbeutel und unter ständiger Zufuhr von CO<sub>2</sub> lagerten die Proben 9 Stunden in CO<sub>2</sub>. Nach der CO<sub>2</sub> Lagerung wurden die Proben wie in der ÖN EN 12390-12 beschrieben gebrochen, mit einer Phenolphthaleinlösung besprüht und die Karbonatisierungstiefe gemessen. Durch die 100% CO<sub>2</sub> Beaufschlagung können sehr schnell hohe Karbonatisierungstiefen erreicht und somit Betonproben verglichen werden, was eine implizite Druckqualitätskontrolle darstellt wie später beschrieben.

### 3.5 Festigkeitsprüfungen

Die Prüfung der Druckfestigkeit und der Haftzugfestigkeit wurde an herausgesägten Würfeln und Prismen der 7 Tage luftgelagerten Bündel durchgeführt. An jeweils 3 herausgesägten Prüfkörpern wurde die Druckfestigkeitsprüfung an Würfeln mit einer Kantenlänge von 36 mm und die Haftzugfestigkeitsprüfung an Prismen mit einer Fläche von 50x50 mm durchgeführt. Die Schnittführung an den Bündeln ist in Abbildung 2 erkennbar (Strichlierte Linien für Haftzugprismen; Kanten der Füllfläche für Druckfestigkeitswürfel). Die Prüfung der Druckfestigkeit erfolgte nach ÖN EN 196-1 und die der Haftzugfestigkeit in Anlehnung an die EN 12004-2. Für die Haftzugfestigkeit wurden die Prüfstempel und die Prüfprismen 24 Stunden vor der Prüfung zusammen- bzw. auf eine Stahlplatte aufgeklebt. Geprüft wurde somit der Verbund von übereinander liegenden Schichten unter dem Einfluss von unterschiedlichen zeitlichen Abständen zwischen den Schichten und BE-Dosierungen.

## 4 Ergebnisse

### 4.1 Karbonatisierung

#### 4.1.1 Beschleunigte Karbonatisierung (3% CO<sub>2</sub> Beaufschlagung)

Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit nach ÖN EN 12390-12 wurde an den unbeschleunigten Proben und an den Prismen (auf der Wulst, in der Kontaktzone und an der Grundplatte) ausgewertet. In der Kontaktzone wurde unterschieden, ob der Layer nach 15 sec, nach 5 min oder nach 10 min wieder bedruckt wurde. Zum Vergleich mit dem 3D-gedruckten Beton wird die Karbonatisierungsgeschwindigkeit eines nach ÖN EN 12390-12 geprüften C25/30 B3 F52 GK22 Normalbetons angegeben (Tabelle 1).

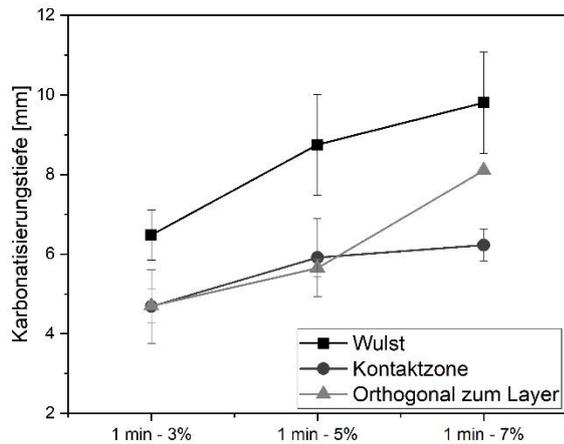
**Tabelle 1 Ergebnisse der Auswertung der Karbonatisierungsgeschwindigkeiten nach ÖN EN 12390-12**

|                    | Karbonatisierungsgeschwindigkeit<br>[mm/√Tage] |
|--------------------|--|
| Unbeschleunigt     | 0.89   |
| Wulst              | 1.50   |
| Kontaktzone 15 sec | 1.09   |
| Kontaktzone 5 min  | 1.16   |
| Kontaktzone 10 min | 1.11   |
| Grundplatte        | 1.24   |
| B3-Beton           | 0.98   |

Die geringste Karbonatisierungsgeschwindigkeit und somit den größten Karbonatisierungswiderstand weisen die unbeschleunigten Proben auf. Am schnellsten karbonatisieren die Prismen-Proben auf der Wulst, gefolgt von der Grundplatte. In der Kontaktzone steigt der Karbonatisierungswiderstand im Vergleich zu den Wülsten, wobei kein relevanter Unterschied zwischen den zeitlich variierenden Layer-Druckpausen verzeichnet wurde. Auch im Vergleich zu dem B3-Beton ist der Karbonatisierungswiderstand des beschleunigten Druckbetons geringer.

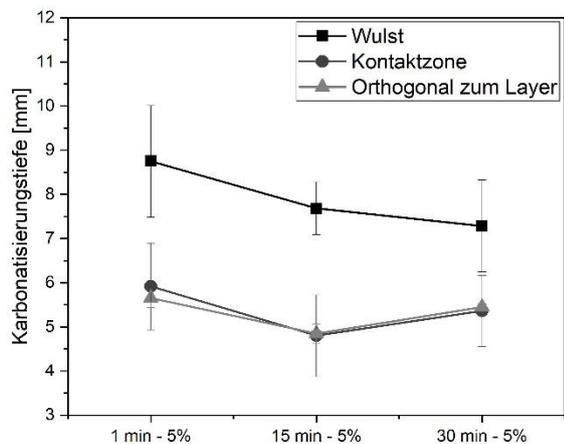
#### 4.1.2 Karbonatisierung bei 100% CO<sub>2</sub> Beaufschlagung

Die Auswertung der 100% CO<sub>2</sub> Beaufschlagung beinhaltet keine Berechnung des Karbonatisierungswiderstandes, sondern ausschließlich einen Vergleich der Karbonatisierungstiefen nach 9 Stunden.



**Abbildung 4** Ergebnisse der Karbonatisierungstiefen, nach 9 Stunden mit 100% CO<sub>2</sub> Beaufschlagung, an der Wulst, in der Kontaktzone und orthogonal zum Layer, abhängig von der BE-Dosierung (3%, 5%, 7%)

Die Karbonatisierungstiefen wurden an den Bündeln wie bei der Prüfung nach ÖN EN 12390-12 (Abbildung 3) auf der Wulst, in der Kontaktzone zwischen zwei Schichten und orthogonal zur obersten Druckschicht gemessen (Abbildung 4 und Abbildung 5).



**Abbildung 5** Ergebnisse der Karbonatisierungstiefen, nach 9 Stunden mit 100% CO<sub>2</sub> Beaufschlagung, an der Wulst, in der Kontaktzone und orthogonal zum Layer, abhängig von den Druckpausen zwischen den Schichten (1 min, 15 min, 30 min) bei 5% BE-Dosierung

Zu Vergleichszwecken erfolgten zusätzliche Messungen an geschalteten bzw. geschnittenen Flächen von unbeschleunigten Würfelproben (Tabelle 2).

**Tabelle 2** Ergebnisse der Karbonatisierungstiefen nach 9 Stunden mit 100% CO<sub>2</sub> Beaufschlagung an den unbeschleunigten Proben

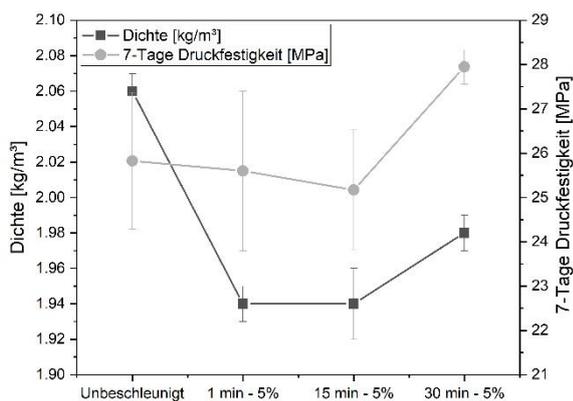
|                              | Karbonatisierungstiefe [mm] |
|------------------------------|-----------------------------|
| Unbeschleunigt – geschalt    | 1.43 ± 0.15                 |
| Unbeschleunigt – geschnitten | 2.37 ± 0.29                 |

Die Ergebnisse in Abbildung 4, Abbildung 5 und Tabelle 2 spiegeln die Erkenntnisse aus der 3% CO<sub>2</sub> Beaufschlagung wider. Die größte Karbonatisierungstiefe wurde auf der Wulst verzeichnet und die geringste bei den unbeschleunigten Proben. Bei den unbeschleunigten Proben zeigt sich, dass die geschaltete Fläche im Vergleich zur geschnittenen Fläche einen verbesserten Karbonatisierungswiderstand aufweist. Deutlich zu erkennen ist, dass sich eine steigende BE-Dosierung negativ auf den Karbonatisierungswiderstand auswirkt. Der Effekt der variierenden Druckpausen zwischen den Schichten ist wie bei der Auswertung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit nur gering. Die gemessene Karbonatisierungstiefe auf der Wulst wird nicht vom zeitlichen Druckabstand zwischen den Schichten beeinflusst, sondern durch andere Faktoren beeinflusst, welche in Kapitel 5 diskutiert werden.

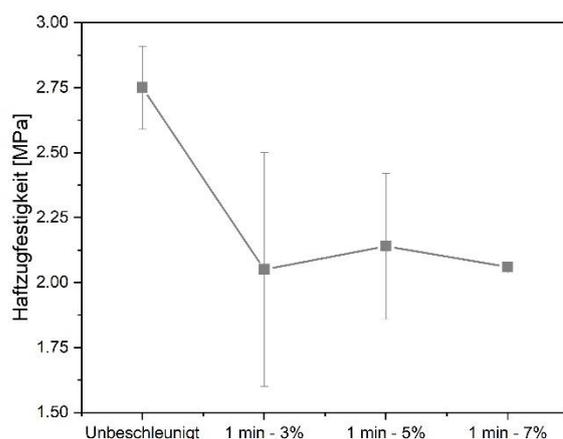
## 4.2 Festigkeit

### 4.2.1 Druckfestigkeit

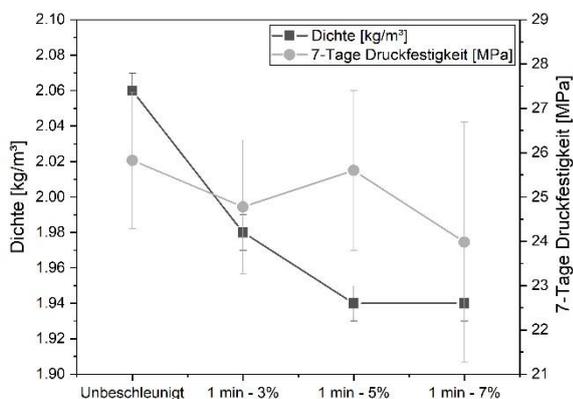
Die Werte der 7 Tage Druckfestigkeitsprüfung mit dazugehöriger Dichte sind in Abbildung 6 und Abbildung 7 dargestellt. Die Dichte der Proben nimmt tendenziell bis zu einer BE-Dosierung von 5% ab. Die Druckfestigkeit im Alter von 7 Tagen der unbeschleunigten Proben und der Proben mit unterschiedlichen BE-Dosierung variiert von 24 bis 25.8 MPa, ohne signifikanten Unterschied. Eine etwas erhöhte Festigkeit im Vergleich zu allen anderen Werten erzielten lediglich die Proben mit einem zeitlichen Druckabstand von 30 min zwischen den Schichten, was aufgrund der Streuungen und der erhöhten Dichte noch keinen signifikanten Unterschied bedeutet.



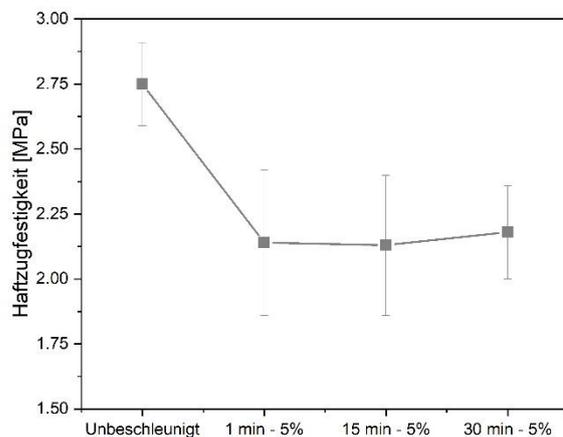
**Abbildung 6** Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung und der Dichte in Abhängigkeit zu den Druckpausen zwischen den Schichten



**Abbildung 8** Ergebnisse der Haftzugprüfung in Abhängigkeit der Druckpausen zwischen den Schichten



**Abbildung 7** Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung und der Dichte in Abhängigkeit zu den BE-Dosierungen



**Abbildung 9** Ergebnisse der Haftzugprüfung in Abhängigkeit der BE-Dosierung

#### 4.2.2 Haftzugfestigkeit

Die Ergebnisse der Haftzugprüfungen (Abbildung 8 und Abbildung 9) verzeichnen einen deutlichen Effekt durch den Einsatz von BE, jedoch keinen durch variierende zeitliche Abstände während dem Druckprozess. Unabhängig davon, ob 3%, 5% oder 7% BE eingesetzt wurden, verringerte sich die Haftzugfestigkeit um ca. 20-25% im Vergleich zu den unbeschleunigten Proben. Keine Veränderung bei der Haftzugfestigkeit gab es durch die Steigerungen der Druckzeitabstände zwischen den Schichten (keine „kalte Fuge“).

Inhomogenitäten in den Proben wurden keine erkannt, trotzdem können Abweichungen durch die Layerpositionierung nicht ausgeschlossen werden, welche die Festigkeitsprüfungen beeinflussen.

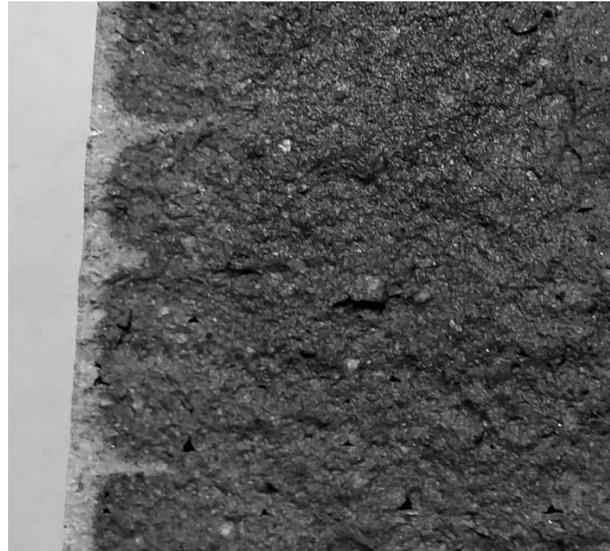
## 5 Diskussion

Die Prüfungen nach ÖN EN 12390-12 des 3D gedruckten und beschleunigten Betons zeigen einen Karbonatisierungswiderstand des 3DPC, der in der Größenordnung eines Standard-Normalbetons B3 liegt. Für Verbundbauteile aus Stahlbeton und 3D-Druckbeton würde eine Anrechnung des 3D-Druckbetons zum gesamten Karbonatisierungswiderstand eine Effizienzsteigerung bedeuten. Für eine qualitätsgesicherte Anrechnung der 3D-Druckbetonschicht müssten neben prozessbedingten Parametern aber noch einige zusätzliche Faktoren beachtet werden:

- Sicherstellung von angegebenen prozessbedingten Parametern wie W/B-Wert und BE-Dosierung bei laufender Produktion und Definition von Toleranzen bzw. Grenzwerten
- Intakter Layerverbund zwischen den Druckschichten
- Geometrie (Wulst, Kontaktzone, usw.) der CO<sub>2</sub> ausgesetzten Druckoberflächen
- Intakter Verbund zwischen Normalbeton und 3D-Druckbeton

Wie die Ergebnisse zeigen, besteht ein Zusammenhang zwischen Karbonatisierungsgeschwindigkeit und der BE-Dosierung. Die Karbonatisierungsgeschwindigkeit kann also nur im Zusammenhang mit der eingesetzten BE-Dosierung angegeben werden. Nicht klar definiert ist auch der tatsächliche W/B-Wert der 3D-Druckmischungen. Durch Drucksystem bedingte Schwankungen im Prozess können variierendem W/B-Wert auftreten, wodurch der Karbonatisierungswiderstand (Steigender W/B-Wert führt bei Normalbeton zu einer beschleunigten Karbonatisierung) beeinflusst wird. Einfluss nehmen darauf auch Druckpausen oder Wartezeiten während des Prozesses.

Eine weitere Grundvoraussetzung zur Anrechnung ist der Layerverbund zwischen den 3D gedruckten Schichten. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen zeigen bei einer BE-Dosierung von 3-7% und Druckabständen bis 30 min keine markanten Unterschiede im Layerverbund. Voruntersuchungen haben aber gezeigt, dass es zu Verbunddefiziten zwischen Layern kommen kann, in denen die Karbonatisierung schneller voranschreitet. (Abbildung 10).



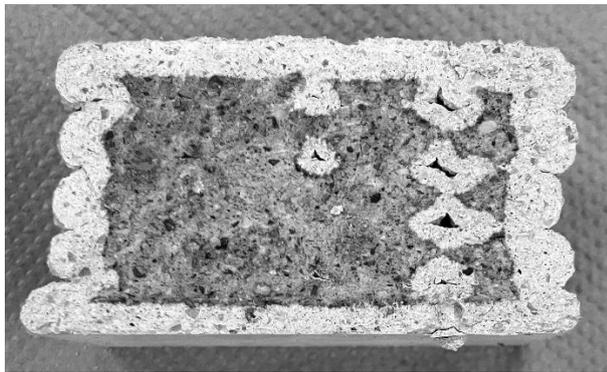
**Abbildung 10** Beschleunigte Karbonatisierung in der Kontaktzone bei unzureichendem Layerverbund

Einen wichtigen Faktor bei der Anrechnung nimmt auch die Oberflächengeometrie des 3D-Druckbetons ein. Wie in den Ergebnissen dokumentiert, ist die Karbonatisierungsgeschwindigkeit geometrisch bedingt auf der Wulst größer als in der Kontaktzone. Angerechnet kann deswegen nur eine effektive Layerdicke (geringste Dickenabmessung in der Kontaktzone) werden und nicht die gesamte Druckbreite eines Layers.

Ein weiterer Punkt, der beachtet werden sollte, ist der Verbund zwischen Normalbeton und 3D-Druckbeton. Tritt unterschiedliches Schwinden wegen zeitversetzter Betonagen oder Geometrie bedingt auf, können Hohlräume zwischen dem 3D-Druckbeton und dem Standard Normalbeton entstehen, die berücksichtigt werden müssen. Kann Luft direkt in den Spalt einströmen, beginnt die Karbonatisierung am Füllbeton und eine Anrechnung der 3D-Druckschicht ist ausgeschlossen. Es sollte eine Unterscheidung getroffen werden, ob Bauteile aufgrund des Schwindverhaltens zu einer Spaltbildung zwischen 3D-Druckbeton und vergossenem Normalbeton neigen oder nicht. Das Risiko zur Spaltbildung ist z.B. bei Aussparungskörpern aus 3D-Druckbeton in einer Deckenkonstruktion um ein Vielfaches geringer einzustufen als bei einer Säule aus 3D-Druckbeton, die mit Normalbeton ausgegossen wird. Die Aussparungskörper in einer Deckenkonstruktion werden durch Schwinden teilweise überdrückt, wohingegen gefüllte Säulen bei

unterschiedlichem Schwindverhalten von 3D-Druckbeton und Füllbeton zu einer Spaltbildung neigen können.

Das Verfahren der 100% CO<sub>2</sub> Beaufschlagung hat sich für die Bewertung der Karbonatisierung als eine sehr schnelle und nützliche Methode empfohlen. Zusätzlich kann neben der Messung der Karbonatisierungstiefe rasch die Druckqualität bewertet werden (Abbildung 11). Fehler in der Layerplatzierung, die zu Lufteinschlüssen führen, Abweichungen in der BE-Dosierung oder Fehlstellen im Layerverbund können in kürzester Zeit erkannt werden.



**Abbildung 11** Bewertungsmöglichkeit der Druckqualität anhand der Karbonatisierungsprüfung (Der helle Bereich ist bereits karbonatisiert, der dunkle Bereich noch nicht)

## 6 Zusammenfassung

Der Beitrag hat gezeigt, dass unter bestimmten Voraussetzungen eine Anrechnung von 3D-Druckbetonschichten, im Verbund mit Standard-Normalbeton, zum Karbonatisierungswiderstand von Verbundelementen möglich ist. Abhängig vom Druckprozess und der Bauteilgeometrie kann damit die Effizienz von Bauelementen gesteigert werden. Zusätzlich kann eine Prüfung der Karbonatisierungstiefe mit hoher CO<sub>2</sub>-Konzentration als Werkzeug der schnellen Qualitätskontrolle und somit zur Qualitätssicherung von 3DCP genutzt werden.

Es muss angemerkt werden, dass die Untersuchungen ausschließlich mit dem Printmix von Baunit am BauMinator durchgeführt wurden und keine Aussagen zu anderen Mischungen und Verfahren getätigt werden können.

## 7 Literatur

- [1] R.A. Buswell, W.R.L. De Silva, S.Z. Jones, J. Dirrenberger, 3D printing using concrete extrusion: A roadmap for research, *Cem. Concr. Res.* 112 (2018) 37–49.
- [2] G. Hansemann, A. Trummer, C. Holzinger, R. Schmid, S. Peters, Lightweight reinforced concrete slabs with integrated 3D printed formwork, in: *BE-AM 2023-Symposium Built Environ. Manuf.*, 2023: pp. 35–47.
- [3] A. Jipa, B. Dillenburger, 3D printed formwork for concrete: State-of-the-art, opportunities, challenges, and applications, *3D Print. Addit. Manuf.* 9 (2022) 84–107.
- [4] D. Weger, C. Gehlen, W. Korte, F. Meyer-Brötz, J. Scheydt, T. Stengel, Building rethought–3D concrete printing in building practice, *Constr. Robot.* 5 (2021) 203–210.
- [5] T. Wangler, N. Roussel, F.P. Bos, T.A.M. Salet, R.J. Flatt, Digital concrete: a review, *Cem. Concr. Res.* 123 (2019) 105780.
- [6] Baunit Beteiligungen GmbH, Patent - Vorrichtung zum Ausbringen eines hydraulisch aushärtenden Baustoffes sowie dessen Verwendung, 2023.
- [7] V. Mechtcherine, R. Buswell, H. Kloft, F.P. Bos, N. Hack, R. Wolfs, J. Sanjayan, B. Nematollahi, E. Ivaniuk, T. Neef, Integrating reinforcement in digital fabrication with concrete: A review and classification framework, *Cem. Concr. Compos.* 119 (2021) 103964.
- [8] Baunit GmbH, Baunit - Bauminator, Folder. (2024). <https://baunit.at/bauminator>.
- [9] A. Anton, L. Reiter, T. Wangler, V. Frangez, R.J. Flatt, B. Dillenburger, A 3D concrete printing prefabrication platform for bespoke columns, *Autom. Constr.* 122 (2021) 103467.

# Numerische Ermittlung der Durchstanzkräfte in dicken Fundamentplatten unter besonderer Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte

Yolcu Sever; Dirk Schlicke

Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, Österreich

## KURZFASSUNG:

In den aktuellen Bauvorhaben werden die Plattenfundamente von Hochhäusern oft sehr dick ausgeführt. Dies ist hauptsächlich auf die Anforderungen des Durchstanznachweises nach Eurocode 2 zurückzuführen. Die hierbei verwendeten Formeln basieren auf empirischen Laborversuchen an einem Ausschnitt des Fundamentes mit einer einzelnen Stütze. Aus mechanischer Sicht birgt diese Vorgehensweise jedoch viele Schwachstellen für die Bemessung von dicken Fundamentplatten ( $t_{Fpl} \geq 1 \text{ m}$ ) auf. Einerseits haben ein Großteil der durchgeführten Laborversuche eine viel geringere Plattendicke und andererseits werden stets, auf Grund der Machbarkeit, nur ein Plattenausschnitt mit einer einzelnen Stütze untersucht. Diese isolierte Betrachtung führt zu unrealistischen Rotationen der Platte, welche aus mechanischer Sicht eine große Relevanz für die Durchstanzproblematik ausweisen. Weiters wird die Interaktion zwischen dem Baugrund und dem Bauwerk im Labor sehr stark vereinfacht. In dieser Arbeit wird eine umfassende numerische Analyse des gesamten Plattenverhaltens angestrebt. Ein zentraler Aspekt ist die Berücksichtigung des realistischen Bodenverhaltens durch geotechnische Analyse und die direkte Berücksichtigung der Setzungsmulde der gesamten Struktur in der Untersuchung. Dieser Ansatz ermöglicht eine klare Unterscheidung zwischen Kräften aufgrund von externen Lasten und Kräften infolge von aufgezwungenen Verformungen und damit verbunden eine Zuweisung der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte. Simulationen mit aufgezwungenen Setzungsmulden zeigen eine signifikante Reduktion der durchstanzwirksamen Kräfte und ermöglichen dadurch eine geringere Dimensionierung von Flachgründungen.

## 1 Einleitung

Das Durchstanz beschreibt im Allgemeinen das Bauteilversagen von flächigen Bauteilen, die quer zur Systemebene punktförmig belastet werden. Bekannte Schadensfälle in der Praxis sind das Autoparkdeck in Wolverhampton (siehe Abbildung 1,

links) und der tragische Einsturz des Sampoong-Gebäudes in Südkorea (siehe Abbildung 1, rechts).

Die wenigen und gleichzeitig sehr gravierenden Schadensfälle, die in der Literatur zu finden sind, beziehen sich allerdings allesamt auf freitragende Platten, wie bspw. das Parkdeck oder Geschossdecken. Nennenswerte Schadensfälle zum Durchstanzen von gebetteten Fundamentplatten konnten



Abbildung 1 Schadensfälle infolge Durchstanzens: Autoparkdeck Wolverhampton 1997 – adaptiert aus [1] (links); Einsturz des Sampoong-Gebäudes Südkorea 1995 – adaptiert aus [2] (rechts)

demgegenüber auch nach umfassender Literaturrecherche nicht gefunden werden. Das Durchstanzversagen wird grundsätzlich durch Querkraftbeanspruchung hervorgerufen, wobei Durchstanzen im Speziellen (und im Gegensatz zu Querkraftbeanspruchung und -versagen) maßgeblich durch den Verformungszustand des flächigen Bauteils beeinflusst wird, siehe [3].

In der Bemessung der Bauteile beeinflusst die Durchstanznachweisführung bei freitragenden Platten hauptsächlich die Menge der Bewehrung, da die erforderliche Plattendicke hauptsächlich aus der Verformungsanforderung resultiert. Bei Fundamentplatten ist es oft umgekehrt. Hier ist der Durchstanznachweis in der Regel der bestimmende Faktor für die Dicken der Fundamentplatten oder diese werden vordimensioniert (siehe zum Beispiel Gleichung (1) nach [4]) auf der Grundlage von empirischen Werten, so dass der Nachweis in späteren Planungsphasen erfüllt werden kann.

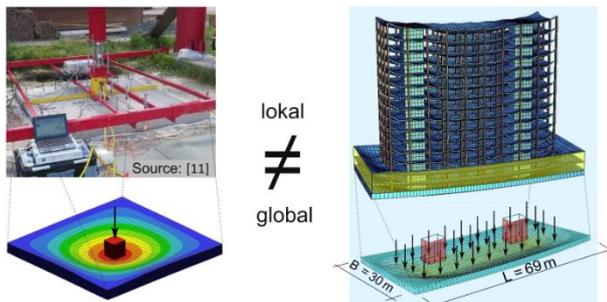
$$t_{Fpl} = H/30 \geq 0,25 \text{ m} \quad \dots H = \text{Gebäudehöhe} \quad (1)$$

## 2 Experimentelle Versuche und Durchstanztragfähigkeit nach Eurocode 2

Im Gegensatz zu freitragenden Platten ist das Durchstanzen von gebetteten Platten experimentell weniger erforscht. Dies ist vor allem den großen Anforderungen von solchen Versuchen geschuldet. Das Durchstanzen von freitragenden Platten wurde grundlegend von [3] untersucht. Zusätzliche Einflüsse wurden in [5], [6] hinsichtlich der Lastposition, in [7] hinsichtlich der Wirksamkeit einer speziellen Bewehrungsanordnung und in [8], [9] hinsichtlich der Bewehrung mit zusätzlichen Durchstanzelementen verfolgt. Diese Versuche zum Durchstanzverhalten von freitragenden Platten können im Allgemeinen im Labor sehr realistisch aufgebaut werden. Dies liegt daran, dass ein herausgelöstes Teilsystem den durchstanzgefährdeten Bereich des Gesamtbauteils (bspw. Bereich mit negativem Moment über einer Stütze in einer Geschossdecke) sehr gut repräsentieren kann. Durchstanzversuche von gebetteten Platten benötigten im Vergleich dazu noch weitere ingenieurmäßige Vereinfachungen. Diese sind einerseits die Abbildung der Bettung im Versuch, wie bspw. in [10] durch Federn. Andererseits muss für den Versuch ebenfalls

ein Ersatzsystem angenommen werden, mit dem der Verformungszustand im durchstanzgefährdeten Bereich abgebildet werden kann. Im Gegensatz zu freitragenden Bauteilen ergibt sich der Verformungszustand einer gebetteten Fundamentplatte aber nicht vornehmlich nur aus der lokalen Momentenbeanspruchung, sondern unterliegt auch der globalen Setzungsmulde. Der Verformungszustand der Platte hat jedoch einen essenziellen Einfluss auf die Durchstanztragfähigkeit der Fundamentplatte, welcher bei Versuchen mit gebetteten Plattenausschnitten vernachlässigt wird, selbst wenn diese wie bspw. in [11] auf Böden durchgeführt werden.

Um die Anforderungen des Durchstanznachweises nach Eurocode 2 (EC2) [12] zu erfüllen, werden in den aktuellen Bauprozessen die Fundamentplattendicken häufig überdimensioniert. Die hierbei verwendeten empirischen Berechnungsmodelle basieren auf Laborversuchen an isolierten Plattenausschnitten mit einzeln belasteten Stützen. Hierbei wird nicht nur die Gesamtverformung der Fundamentplatte, sondern auch das Umlagerungspotential der vertikal belasteten Bauteile (Stütze, Wände und Gebäudekerne) nicht richtig abgebildet. Die im Labor auftretenden lokalen Setzungen der Stützen können sich in der Realität, aufgrund der Verformungskompatibilität des Bauwerks, nicht entkoppelt frei einstellen. Darüber hinaus gibt es keine umfangreichen Laborversuche für dicke Fundamentplatten, die in Hochhäusern typischerweise über 1,0 m dick sind, insbesondere nicht solche, die mehrere Stützen umfassen und eine Umlagerung der Lasten ermöglichen könnten. Die begrenzte Verformungsfähigkeit des krafteinleitenden Vertikalbauteils kombiniert mit der globalen Interaktion zwischen dem Bauwerk und dem Baugrund ist jedoch essenziell für die lokale Verformung der Fundamentplatte und somit für die tatsächliche Durchstanzgefahr (siehe Abbildung 2).



**Abbildung 2** Vergleich der Setzungen: herausgelöster Ausschnitt einer Fundamentplatte (links); gesamtes Bauwerk (rechts)

Insgesamt wird die Hypothese formuliert, dass die Berücksichtigung dieser Aspekte ein enormes Optimierungspotenzial für Flachgründungen im Vergleich zu den empirischen Nachweisen in EC2 [12] aufzeigt. Mit einer realistischeren Nachweismethode für das Durchstanzen von Fundamentplatten könnte die Dicke erheblich reduziert oder die nachträgliche Anordnung von Querschnittvouten bei der Ausführungsplanung vermieden werden. Dies führt zu einer ressourceneffizienteren Bauweise. Jüngst wurde das Gesamttragverhalten des Bauwerks auf die Durchstanzproblematik von Fundamentplatten in [13] durch numerische Untersuchungen zur statischen Analyse und Bemessung mit ganzheitlichen 3D-Modellen untersucht. Durch eine mechanisch konsistente Betrachtung des gesamten Bauwerk-Tragverhaltens in Kombination mit aufgezwungenen Setzungsmulden ergaben sich im Vergleich zu einer isolierten Betrachtung mit Plattenausschnitten signifikante Unterschiede in den Durchstanzkräften.

### 3 Finite Elemente Analyse

Zur Bestimmung des Einflusses einer ganzheitlichen 3D-Gebäudemodellierung auf das Durchstanzverhalten von dicken Fundamentplatten wird auf Basis von [13] ein fünfzehnstöckiges Hochhaus (zwei Untergeschosse in Form eines Kellerkastens) mit Hilfe einer ganzheitlichen 3D-Modellierung durch eine Finite Elemente Analyse (FEA) untersucht. Das Baugrundverhalten hat einen erheblichen Einfluss auf die Gebäudeverformung bzw. die Verformung der Fundamentplatte und folglich auf die Durchstanzproblematik. Aufgrund dessen wird in Rahmen dieser Arbeit neben dem Tragwerksmodell (Softwarepaket: SOFiSTiK [14]) ein geotechnisches Modell (Softwarepaket: PLAXIS [15]) mitgeführt. Die Interaktion zwischen diesen beiden

Modellen erfolgt über einen Austausch der Gründungslasten aus dem Tragwerksmodell und einem aufzwingen der Setzungen aus dem geotechnischen Modell. Zusätzlich wird das Referenzobjekt, wie in der Praxis üblich, zum Vergleich der Untersuchungen mit Hilfe eines Bettungsmoduls modelliert. Dadurch kann der Einfluss einer realistischen Setzungsmulde aus dem geotechnischen Modell auf das Durchstanzen besser untersucht werden.

#### 3.1 Beschreibung Referenzobjekt

Das Referenzobjekt ist ein fünfzehnstöckiges, mit zwei Kellergeschossen, Gebäude mit einer Gesamthöhe von 52,5 m. Der Kellerkasten weist hierbei eine größere Abmessung als jene der oberirdischen Geschosse auf (siehe Abbildung 3). Die Stützen sind in einem Raster von  $6 \times 5$  m mit einer Querschnittsabmessung von  $50 \times 50$  cm angeordnet. Die Keller- und Kernwände sowie die Geschosdecken haben eine Dicke von 28 cm. Die Flachgründung wird mit Hilfe einer konstanten 1,75 m dicken (gemäß Vordimensionierung nach Gleichung (1)) Fundamentplatte realisiert. Die Lasten werden als verschmierte Flächenlasten angesetzt. Diese beinhalten die Eigengewichte der Bauteile, eine Ausbaulast von  $2 \text{ kN/m}^2$  und eine Nutzlast von  $5 \text{ kN/m}^2$ . Darüber hinaus wird entlang des äußeren Randes der Decke eine Linienlast von  $1 \text{ kN/m}^2$  für die Fassadenlasten angesetzt. Aufgrund der Gebäudesymmetrie (siehe Abbildung 3) wird lediglich ein Viertel des Gesamtgebäudes modelliert.

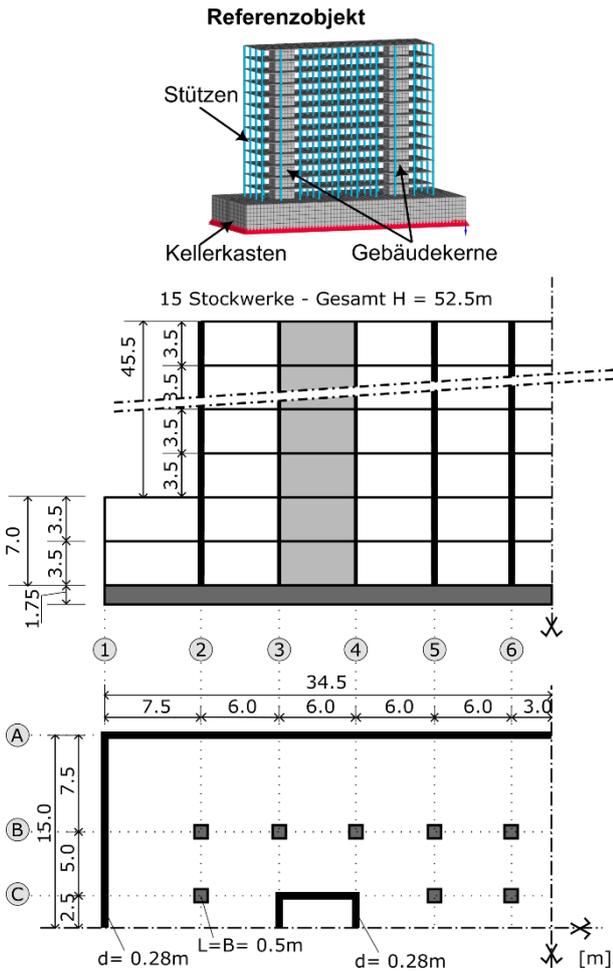


Abbildung 3 Abmessungen des Referenzobjektes in m

### 3.2 Beschreibung FE-Tragwerksmodell

Das Tragwerksmodell wird als ganzheitliches 3D-Gesamtmodell in SOFiStiK [14] erstellt, siehe Abbildung 4. Alle Wände, Decken und die Fundamentplatte werden mit Schalelementen modelliert. Die Stützen werden mit Stabelementen realisiert. Allen Bauteilen besitzen einheitlich eine Betongüte C30/37 mit einem Elastizitätsmodul von 33000 MN/m<sup>2</sup>. Die Berechnung erfolgt linear-elastisch. Um die Rissbildung und die damit verbundenen Steifigkeitsabminderung zu berücksichtigen, werden die Bauteil- und Anschlusssteifigkeit in Anlehnung an [13] modifiziert. Diese Abminderungen umfassen:

- Biegesteifigkeit :  $0,4 \cdot EI$
- Torsionssteifigkeit :  $0,3 \cdot I_T$
- Dehnsteifigkeit :  $0,1 \cdot EA$

Einflüsse aus Bauphasen werden in dieser Arbeit nicht abgebildet. Die vertikale Lagerung des Gesamtsystems variiert je nach Iterationsschritt und der

untersuchten Modellierungsmethode. Dies beinhaltet a) das mit Bettungsmodul  $k_s$  gelagerte Modell und b) einen neuen Ansatz aus [13] mit aufgezwungenen Setzungen abgeleitet aus dem geotechnischen Modell. Gemäß gängiger Praxis werden die Bettungsmodule in Randbereichen um den Faktor 2 und in Eckbereichen um den Faktor 4 erhöht. Der hier verwendete Bettungsmodul  $k_s$  wird aus dem geotechnischen Modell abgeleitet, um die realistische Setzungsmulde zu bestimmen.

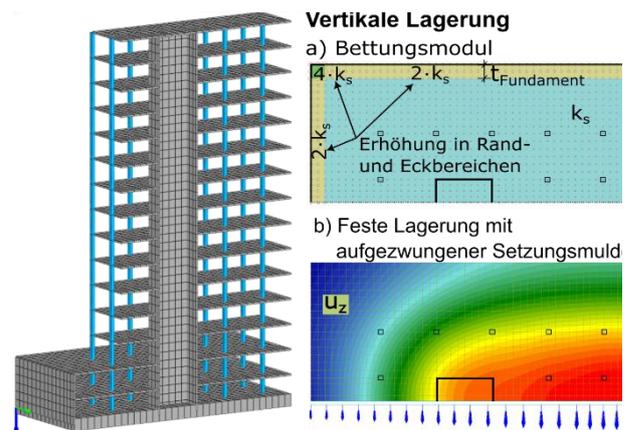


Abbildung 4 Schematische Darstellung des Tragwerksmodells und Lagerungsarten

### 3.3 Beschreibung geotechnisches FE-Modell

Die geotechnische Analyse wird mit Hilfe des Softwarepakets PLAXIS [15], ebenfalls unter Berücksichtigung der Gebäudesymmetrie, durchgeführt. Eine schematische Darstellung des FE-modells kann aus Abbildung 5 entnommen werden.

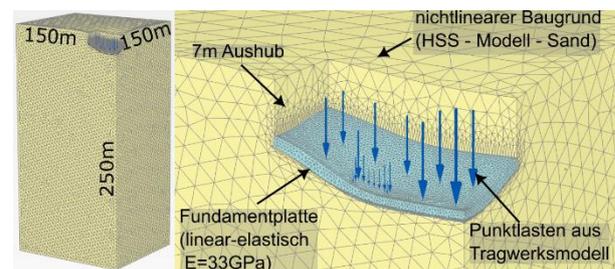


Abbildung 5 Schematische Darstellung des geotechnischen Modells

Der Untergrund wird als Kontinuum mit den Abmessungen 150x150x250m idealisiert. Um das nichtlineare Verhalten und die spannungsabhängige Steifigkeit des Baugrundes richtig zu erfassen, wird das Materialmodell Hardening Soil with small strain stiffness (HSS) verwendet. Der hierbei verwendete sandige Boden, sämtliche HSS-Parameter

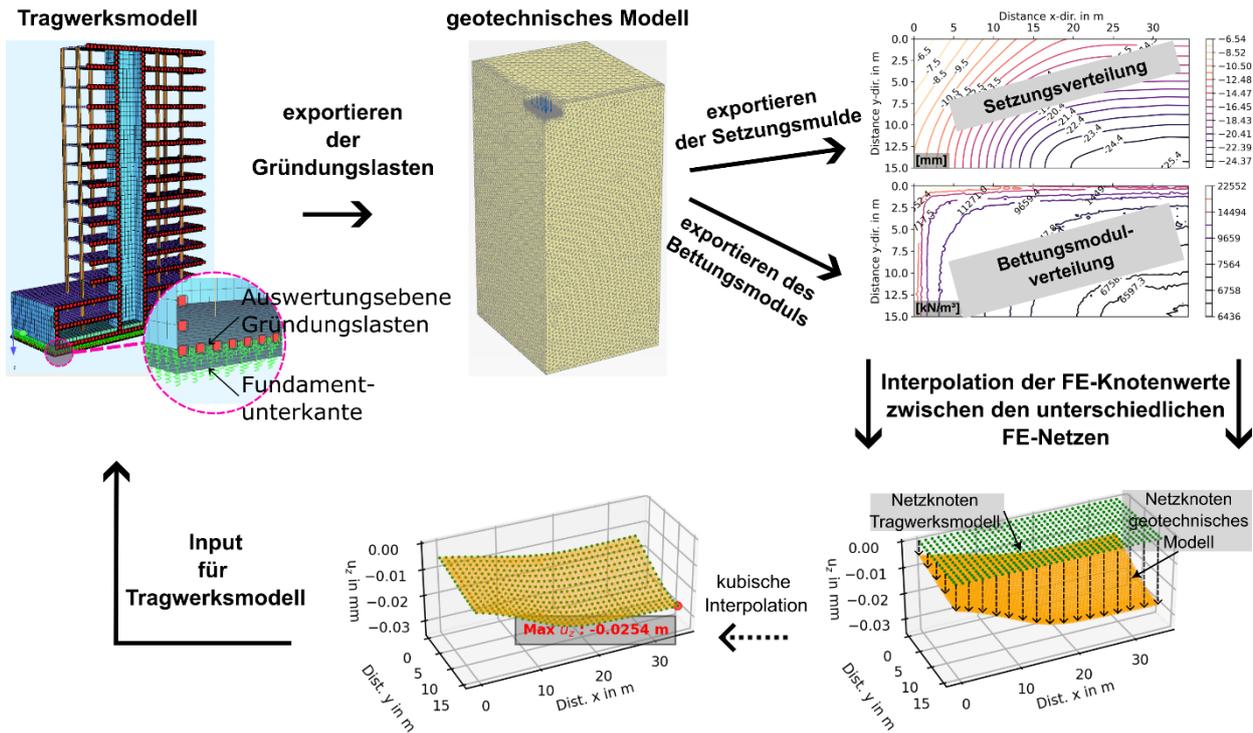


Abbildung 6 Schematische Darstellung des iterativen Rechenablaufes

in Anlehnung an [16], besitzt einen Ödometer Steifemodul  $E_{50}^{\text{ref}}$  von 25000 kN/m<sup>2</sup>. Die Fundamentplatte wird ebenfalls mit Volumenelementen modelliert, um die Lastverteilung über die Dicke realistisch zu erfassen. Als Material wird der Beton C30/37 mit einem Elastizitätsmodul von 33000 MN/m<sup>2</sup> verwendet. Darüber hinaus wird eine steife Schnittstelle für die Auswertung der Ergebnisse unter der Fundamentplatte modelliert. Die Last wird als Punktlasten aus dem Strukturmodell über ein Python-Skript importiert.

### 3.4 Interaktion zwischen Tragwerks- und geotechnischem Modell

Die Interaktion zwischen den beiden FE-Modellen erfolgt über die Ebene der Fundamentplatte. Hierbei werden alle vertikalen Lasten aus dem Tragwerksmodell an den FE-Netzknuten an der Oberfläche der Fundamentplatte ausgelesen und in das geotechnische Modell exportiert. Die aus dem geotechnischen Modell resultierende Setzungsmulden werden anschließend als Lastfall auf das Tragwerksmodell aufgebracht (Modelltyp „b“). Darüber hinaus wird der Bettungsmodul für das Referenzmodell als Vergleichswert extrahiert (Modelltyp „a“). Wobei dieser, im Gegensatz zur üblichen Vorgehensweise in der Praxis, iterativ wie die Setzungsmulde für Modelltyp „a“ bestimmt wird. Eine schematische

Darstellung des iterativen Rechnungsablaufs kann aus Abbildung 6 entnommen werden. Für einen reibungslosen Austausch der Daten zwischen den beiden FE-Modellen wird als Zwischenschritt eine Interpolation der FE-Netzknutenergebnisse benötigt. Dies resultiert sowohl aus den feineren vernetzten FE-Elementen im geotechnischen Modell als auch aus den unterschiedlich angewendeten FE-Elementen mit ungleichen Ansatzfunktionen. Für die Ermittlung der Setzungsmulde aus der geotechnischen Analyse wird in Anlehnung an [13] eine „setzungsrelevante“ Lastfallkombination gemäß Gleichung (2) angesetzt. Hierbei handelt es sich um eine charakteristische Lastfallkombination mit einer pauschalen Abminderung der Summe aller Nutzlasten um den Faktor 0.75. Die sich hierbei ergebende Setzungsmulde wird in weiterer Folge als aufgezwingener Lastfall auf die GZT-Lastfallkombination (Grenzzustand der Tragfähigkeit) angewendet. Da es sich hierbei um einen Zwangslastfall handelt wird gemäß EC 0 [17] der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{zw}$  auf 1.0 gesetzt (siehe Gleichung (3)).

$$p_k = \sum g_k + 0.75 \cdot \sum q_k \quad (2)$$

$$E_d = \gamma_G \cdot \sum g_k + \gamma_Q \cdot \sum q_k + \gamma_{zw} \cdot \text{impSettl} \quad (3)$$

Mit: impSettl = Setzungsmulde aus setzungsrelevante Lastfallkombination gemäß Gl. (2)

Ohne solch einer Betrachtung werden die Setzungen des Bauwerks durch die Teilsicherheitsbeiwerte des GZT-Lastfallkombination überschätzt und ist im Sinne einer mechanisch konsistenten Bemessung nicht zielführend. In der Praxis üblichen Vorgehensweise wird seitens der Tragwerksplanung ein Bettungsmodul, basierend auf einem charakteristischen Lastfall, des Geotechnikers gefordert. Dieser Bettungsmodul wird in weiterer Folge für sämtliche Lastfälle herangezogen und sehr selten eine neue Ermittlung des Bettungsmoduls durchgezogen. Diese Vorgehensweise hat aus mechanischer Sicht zwei Schwachstellen. Einerseits sind die Bettungsmodule keine Bodeneigenschaften, sondern lediglich ein Berechnungsparameter, der nur für den angewendeten Lastfall gültig ist. Andererseits werden wie zuvor erwähnt die Setzungen des Bauwerks durch die Teilsicherheitsbeiwerte erhöht. Dadurch werden die durch Zwangskräfte induzierten Lastumlagerungen im Bauwerk verfälscht. Dieses Problem ist nicht physischer Natur, sondern das Ergebnis einer Verwechslung zwischen semi-probabilistischen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_G$  und  $\gamma_Q$  für Bemessungslasten aufgrund von äußeren einwirkenden Lasten und deren implizitem Einfluss auf die durch Setzungen induzierten Zwangskräfte, die tatsächlich einem anderen Sicherheitsfaktor unterliegen. Die Setzungsmulde des Systems hat jedoch einen hohen Einfluss auf die Lastumlagerung und damit die Querkräfte der Fundamentplatte. Die in diesem Zusammenhang auftretende Umlagerung der Lasten resultiert aus den Zwangsspannungen und ist in sich selbst im Gleichgewicht.

#### 4 Ergebnisse der Simulationen

Im folgenden Kapitel werden ausgewählte Ergebnisse in Bezug auf die durchstanzwirksamen Kräfte für die Fundamentplatte dargestellt. Dadurch kann der Einfluss einer aufgezwungenen Setzungsmulde und damit verbunden eine mechanisch konsistente Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte aufgezeigt werden. Ausgewertet werden im vorliegenden Beispiel die durchstanzwirksamen Kräfte für die zwei Wandecken WE-C3 und -C4 bzw. von den Stützen ST-B6 und -C6 (siehe Abbildung 7). Für die Erfassung der durchstanzwirksamen Kräfte werden externe Stabschnitte entlang der Rundschnitte eingefügt. Dadurch können die durchstanzwirksamen

Kräfte der untersuchten Punkte ausgewertet werden. Sämtliche Rundschnitte werden, entgegen dem iterativen Berechnungsablauf nach EC 2 [12], mit einem konstanten Abstand von  $1d$  ( $=171\text{cm}$ ) erstellt. Dadurch soll eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse untereinander ermöglicht werden und die Einflüsse einer aufgezwungenen Setzung besser dargestellt werden.

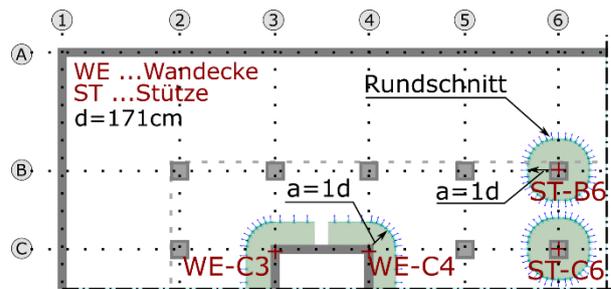


Abbildung 7 Rundschnitte zur Bestimmung der durchstanzwirksamen Kräfte

Die durchstanzwirksamen Kräfte für die ausgewählten Bereiche der Fundamentplatte können aus Tabelle 1 entnommen werden.

Tabelle 1 Vergleich durchstanzwirksame Kräfte in MN

| Modelltyp                       | WE-C3  | WE-C4  | ST-B6  | ST-C6  |
|---------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| a) Lagerung durch Bettungsmodul | 6,14   | 2,87   | 4,06   | 6,47   |
| b) aufgezwungene Setzungsmulde  | 1,94   | 0,96   | 1,41   | 2,56   |
| Modell b) / Modell a)           | 31,6 % | 33,4 % | 34,7 % | 39,6 % |

#### 5 Diskussion

Beim Vergleich der Durchstanzkräfte aus Tabelle 1 ist ersichtlich, dass sich durch eine realistischere Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion mittels aufgezwungener Setzungsmulde und damit verbunden eine mechanisch konsistente Anwendung des semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts, eine bemerkenswerte Reduktion der durchstanzwirksamen Kräfte ergeben. Dies ist zum einen auf die Umlagerung der Zwangskräfte zurückzuführen, die aus der Verformungskompatibilität des gesamten Gebäudes resultiert. Zum anderen liegt es daran, dass die Rotation der gesamten Fundamentplatte realistischer erfasst wird. Im Modell „a“ treten aufgrund des Verfahrens des Bettungsmoduls hohe lokale Verformungen der Platte auf, die wiederum zu hohen lokalen Schubspannungen führen. Das geotechnische Modell erfasst die

Lastverteilung und die damit verbundene Setzung der gesamten Bodenplatte viel realistischer. Wodurch sich, im Gegensatz zum Bettungsmodul gelagertem System, eine viel gleichmäßig verteilte Bodenspannung ergeben. Darüber hinaus werden die Setzungsmulden für den setzungsrelevanten Lastfall gemäß Gleichung (2) nicht weiter für die GZT-Lastfallkombination erhöht. Im herkömmlichen Ansatz wird die Verformung des Gebäudes durch die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma$  der GZT-Lastfallkombination unrealistisch erhöht. Diese aufgezogenen Verformungen verursachen Zwangskräfte, die gemäß EC 0 [17] mit einem Sicherheitsfaktor von 1,0 betrachtet werden können. Dies führt zu deutlich geringeren Schubspannungen in den Bereichen der Stützen und den Ecken der Wände. Mit diesem Ansatz können die durchstanzwirksamen Kräfte im vorliegenden Referenzgebäude um bis zu ~70% reduziert werden. Neben den hervorgehobenen positiven Effekten sollte darauf hingewiesen werden, dass die Fundamentplatte im geotechnischen Modell mit Volumenelementen modelliert wurde, was die Lastverteilung über die 1,75 m Dicke der Fundamentplatte besser erfasst.

## 6 Zusammenfassung

In aktuellen Großprojekten werden oft Fundamentplatten mit einer erheblichen Dicke ausgeführt, die bei Hochhäusern oft 1 m übersteigen. Dies dient in erster Linie dazu, eine ausreichende Durchstanztragfähigkeit gewährleisten zu können. Der aktuelle empirische Bemessungsansatz nach Eurocode 2 [12] basiert jedoch auf Laborversuchen an isolierten Plattenausschnitten. Unabhängig, dass die Boden-Bauwerk-Interaktion nicht gänzlich richtig im Labor erfasst werden kann, wird durch diese Vorgehensweise der Verformungszustand der gesamten Platte vernachlässigt. Diese lokal konzentrierten Verformungen sind bei typischen Bauwerken mit mehreren Bauteilen, die aufgrund der Verformungskompatibilität, miteinander interagieren nichtzutreffend.

Um eine realistischere Erfassung der Durchstanzkräfte zu ermöglichen, wurden detaillierte numerische Untersuchungen mit einem Tragwerks- und einem geotechnischen FE-Modell durchgeführt. Durch ein parallel geführtes geotechnisches FE-Modell mit nichtlinearen Baugrundeigenschaften (HSS-Modell) können die auftretenden Setzungen

des Bauwerks und damit verbunden die Rotationen der gesamten Fundamentplatte realistischer erfasst werden. Die sich hierbei ergebende Setzungsmulde wird in weiterer Folge als Lastfall auf das Tragwerksmodell aufgezwungen. Dadurch kann eine saubere Trennung von Last und Zwang induzierte Spannungen und damit entsprechend EC0 [17] eine richtige Zuweisung der Teilsicherheitsbeiwerte gewährleistet werden. Weiters wird durch diese Vorgehensweise die gleichmäßig verteilte Bodenspannung unter der Fundamentplatte, im Vergleich zum Bettungsmodul gelagertem System, viel realistischer erfasst. Die Umlagerung der Zwangskräfte, die aus der Verformungskompatibilität des gesamten Bauwerks resultiert, werden ebenfalls realistischer erfasst. Diese Effekte wirken sich günstig auf die Ermittlung der durchstanzwirksamen Kräfte aus.

Es wurden zwei verschiedene Modellierungsmethoden untersucht.

- Modelltyp a)  
Übliche Vorgehensweise in der Praxis – Lagerung durch Bettungsmodul ermittelt aus geotechnischem Modell von Modelltyp b
- Modelltyp b)  
Trennung der Last und Zwang induzierten Spannungen durch aufzwingen der Setzungsmulden aus dem geotechnischen Modell

Um die Rissbildung und die damit verbundenen Steifigkeitsabminderung zu berücksichtigen, wurden die Bauteil- und Anschlusssteifigkeit in Anlehnung an [13] modifiziert. Der Vergleich beider Modellierungsmethoden zeigt, dass durch die richtige Zuweisung der Teilsicherheitsbeiwerte und einer realistischer ermittelten Setzungsmulde, die durchstanzwirksamen Kräfte im vorliegendem Referenzobjekt bis zu ~70% reduziert werden können. Um diese Ergebnisse zu bestätigen, müssen weitere Untersuchungen durchgeführt werden. Diese sollten sich nicht nur mit unterschiedlichen Gebäudeformen, sondern auch unterschiedlichen Baugrundeigenschaften befassen. Ein zentraler Aspekt ist hierbei der Umgang mit Streuungen im Baugrundverhalten. Anzudenken sind Sensitivitätsanalysen unter Berücksichtigung von Mittelwerten sowie oberen und unteren charakteristischen Werten des

Baugrundes, wie bspw. in [18] gefordert. Insgesamt zeigt die vorliegende Arbeit ein großes Optimierungspotential hinsichtlich der Nachweisführung gegen Durchstanzen bei gebetteten Fundamentplatten, die sich insbesondere auf eine Reduktion der Fundamentplattendicke auswirkt. Mit dem jüngst bewilligten Forschungsvorhaben „FoundPlatePunchOpt“ [19] wird den aufgeworfenen Fragen in diesem Beitrag nachgegangen. Zudem wird die Praxistauglichkeit eines optimierten Nachweisverfahrens zum Durchstanzen in dem parallellaufenden CollectiveResearch Projekt „AgileTragwerkplanung“ [20] getestet.

## 7 Literatur

- [1] J. G. M. Wood, „*Pipers Row Car Park, Wolverhampton - Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997*“, 2003.
- [2] J. Min-Kyung, *Sampoong: A deep national wound*, The Korea Herald, 2023.
- [3] S. Kinnunen und H. S. E. Nylander, „*Punching of concrete slabs without shear reinforcement*“, (Institutionen for Byggnadsstatik), 1960.
- [4] Albert Schneider, *Schneider - Bautabellen für Ingenieure*, Reguvis Fachmedien GmbH, 2024.
- [5] G. Rombach und L. Henze, „*Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter konzentrierten Einzellasten*“, Beton- und Stahlbetonbau, Bd. 112, pp. 568-578, 2017.
- [6] L. Henze, M. Harter und G. A. Rombach, „*Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter konzentrierten Einzellasten*“, Beton- und Stahlbetonbau, Bd. 114, pp. 202-216, 2019.
- [7] S. Schwarz, „*Einfluss der Bewehrungsführung im Lasteinleitungsbereich von Flachdecken auf die Tragfähigkeit von Randstützen-Decken-Knoten*“, Verlag der Techn. Univ. Graz, 2012.
- [8] N. V. Tue und K. Turner, „*Versuchsbericht zum Durchschlupf widerstand von ausgewählten Stahlpilz-verstärkten Deckenknoten des LKH Graz West*“, 2012.
- [9] N. V. Tue und G. Daniel, „*Untersuchung einer möglichen Tragfähigkeitssteigerung beim kombinierten Einsatz von AVI-DE und DKB*“, 2021.
- [10] F. E. Richart, „*Reinforced Concrete Wall and Column Footings*“, ACI Journal Proceedings, Bd. 45, Nr. 10, October 1948.
- [11] O. Sucharda, M. Smirakova, J. Vaskova, P. Mateckova, J. Kubosek und R. Cajka, „*Punching Shear Failure of Concrete Ground Supported Slab*“, International Journal of Concrete Structures and Materials, Bd. 12, May 2018.
- [12] European Committee for Standardization „*EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*“, 2015.
- [13] D. Schlicke, F. Tschuchnigg, H. Fischebacher und K. Pfaff, „*Statische Analyse und Bemessung von Gebäuden mittels 3D-Gesamtmodellen*“, in Bergmeister, Fingerloos et al. (Hg.) BetonKalender: Hochbau, digitales Planen und Baurobotik, 2024, p. 505–571.
- [14] Software „SOFiSTiK, 2024“, [Online]. Available: <https://www.sofistik.de/>.
- [15] Software „PLAXIS 3D, 2023“, [Online]. Available: <https://www.bentley.com/>.
- [16] A.-N. Granitzer und F. Tschuchnigg, „*Practice-Oriented Validation of Embedded Beam Formulations in Geotechnical Engineering*“, Processes, Bd. 9, 2021.
- [17] European Committee for Standardization, „*EN 1990: Eurocode - Basis of structural design*“, 2002.
- [18] Bundesministerium für Digitales und Verkehr, „*Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING)*“, 2023.
- [19] FFG - Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, *Ganzheitliche Optimierung des Durchstanznachweises von Fundamentplatten (FoundPlatePunchOpt - Projektnummer: FO999914790)*, 2024.
- [20] FFG - Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, *Ressourcenverantwortungsvolles Bauen mit Beton durch agile Tragwerksplanung am 3D-Gesamtmodell (AgileTragwerkplanung - Projektnummer: 913808)*, 2024.



# Differenzielle Setzungen von Fundamentplatten bei überkonsolidierten Böden und wechselndem effektivem Spannungszustand

Christian Wallner

*Institut für Betonbau, TU Graz, Österreich*

Dirk Schlicke

*Institut für Betonbau, TU Graz, Österreich*

## KURZFASSUNG:

Differenzielle Setzungen wirken als aufgezwungene Verformung auf Fundamentplatten ein und beeinflussen dadurch die inneren Kräfte. Daher hängen Entwurf und Materialanforderungen von Fundamentplatten von dieser Interaktion und der Berücksichtigung der Aspekte des realen Bodenverhaltens ab. Jeder Bodentyp zeigt eine individuelle, nichtlineare Steifigkeitsentwicklung, die vom auftretenden Spannungszustand und der Belastungsgeschichte abhängt. Die auftretenden Spannungen setzen sich aus der effektiven Bodenspannung und den Porenwasserdrücken zusammen, welche separat berücksichtigt werden müssen. Daher hat der Aspekt unterschiedlicher Wasserstände einen entscheidenden Einfluss auf den Spannungszustand und damit auf die Setzungen. Die Auswirkung des nichtlinearen Bodenverhaltens hängt außerdem vom Grad der Überkonsolidierung ab, welcher den linear elastischen Bereich und die anfängliche Steifigkeitsverteilung für die Setzungsvorhersage definiert. Die Vernachlässigung dieser Aspekte des realen Bodenverhaltens wirkt sich nicht nur auf die Fundamentplatte aus, sondern kann auch eine falsche Spannungsumverteilung innerhalb der aufgehenden Tragstruktur bewirken. In dieser Arbeit werden die differenziellen Setzungen in Fundamentplatten unter Verwendung nichtlinearer Bodenmodelle berechnet. Diese werden mit linear elastischen Modellansätzen hinsichtlich der effektiven Bodenspannungen bei unterschiedlichen Wasserständen verglichen, wobei die Belastungsgeschichte durch unterschiedliche Grade der Überkonsolidierung berücksichtigt wird. Insgesamt konzentriert sich diese Studie auf ausgewählte Bodentypen und Fundamentplattengeometrien, um ein breites Spektrum möglicher Kombinationen abzudecken. Daraus werden Empfehlungen für die Wechselwirkung zwischen Boden und Struktur sowie für die Berechnung differenzieller Setzungen für übliche Fälle abgegeben.

## 1 Einleitung

Differenzielle Setzungen beeinflussen die inneren Kräfte in Fundamentplatten als aufgezwungene Verformung. Daher hängen die Auslegung und die Materialanforderungen von Fundamentplatten von dieser Wechselwirkung ab. In der konstruktiven Entwurfsphase wird jedoch das komplexe Bodenverhalten normalerweise nur linear elastisch betrachtet. Abhängig von der Bodenart und den Belastungsbedingungen kann diese Vereinfachung zu ungenauen Setzungsvorhersagen führen. Nicht nur die absolute Größe der Setzungen wäre falsch, sondern

auch die Verformung der Platte und die damit verbundene Ausbildung einer Setzungsmulde oder Sattellagerung. Im Allgemeinen kann die lineare Vereinfachung des Bodenverhaltens zum Überschätzen der differenziellen Setzungen und zu überdimensionierten Konstruktionen führen. Dieses Problem kann nicht nur die Fundamentplatte betreffen, sondern auch zu einer falschen Spannungsumlagerung innerhalb der aufgehenden Tragstruktur führen. In [1] wird gezeigt, wie eine möglichst realistische Darstellung des komplexen Bodenverhaltens mittels höherwertiger Stoffgesetze berücksichtigt werden kann.

### 1.1 Schlüsselparameter

Verschiedene geotechnische Ingenieurprobleme konzentrieren sich auf unterschiedliche Bodeneigenschaften. Während die Stabilitätsberechnung einer Stützstruktur hauptsächlich von der Bodenfestigkeit abhängt, konzentriert sich die Verformungsanalyse einer Fundamentplatte auf die Steifigkeitsparameter. Das gewählte Bodenmodell muss daher in der Lage sein, das relevante Verhalten gut darzustellen und sämtliche Einflussparameter angemessen zu berücksichtigen.

### 1.2 Reales Bodenverhalten

Boden ist ein hochgradig nichtlineares Material, wobei der Spannungszustand und die Geschichte einen entscheidenden Einfluss auf die Materialeigenschaften haben [2]. Folglich ist die Bodensteifigkeit keine Konstante, sondern hängt von den folgenden Aspekten ab:

- **Spannungsniveau:** Die Bodensteifigkeit steigt mit zunehmendem effektivem Spannungsniveau. Das bedeutet, die Steifigkeit steigt mit zunehmender Tiefe des Bodens.
- **Spannungsgeschichte:** Die wirksame Steifigkeit hängt davon ab, ob das auftretende Spannungsniveau eine primäre Belastungssituation oder eine Wiederbelastung nach früherer Vorbelastung ist. Werden überkonsolidierte Böden nur bis zum effektiven Spannungsniveau ihrer Vorbelastung beansprucht, treten keine plastischen Verformungen auf.
- **Deformationsniveau:** Die Steifigkeit bei kleinen Deformationen ( $\varepsilon = 10^{-6}$ ) ist höher als bei größeren Deformationen ( $\varepsilon = 10^{-3}$ ). Die Vernachlässigung dieses Effekts führt zu einer Überschätzung der Setzungsvorhersage und sollte in SLS-Berechnungen berücksichtigt werden. [3]

### 1.3 Stand der Technik

Es ist gängige Praxis, die Boden-Bauwerk-Interaktion in konstruktiven Modellen durch Verwendung des Bettungsmoduls zu berücksichtigen. Wird die lineare Bettung aus einer nichtlinearen Bodenanalyse abgeleitet, wird die lastabhängige Steifigkeit angemessen repräsentiert – sofern der Lastfall in beiden Analysen derselbe ist. Im regulären

konstruktiven Entwurf wird die Boden-Bauwerk-Interaktion jedoch für alle Lastkombinationen und Grenzzustände angewendet, ohne Anpassung an eine mögliche Veränderung der (nichtlinearen) Steifigkeitsverteilung im Boden.

### 1.4 Abbildung der Bodenkomplexität

In der Geotechnik sind mehrere Stoffgesetze in der Lage, eine realistische Setzungsvorhersage zu liefern. Folglich sind auch die differenziellen Setzungen realistischer und können als Zwangsverformung für angemessenere Auslegung der Fundamente berücksichtigt werden. Die Berechnungen in dieser Studie werden unter Verwendung der folgenden Modelle durchgeführt:

- **Linear Elastisch (LE):** linear elastische Steifigkeit
- **Mohr-Coulomb (MC):** linear elastische Steifigkeit + Bruchkriterium
- **Hardening Soil (HS):** spannungsabhängige Steifigkeit + Bruchkriterium
- **Hardening Soil Small (HSS):** spannungs- und deformationsabhängige Steifigkeit + Bruchkriterium

Beginnend mit dem LE-Ansatz erhöht sich die Modellkomplexität durch das Hinzufügen des Mohr-Coulomb-Bruchkriteriums, der spannungsabhängigen Steifigkeit und schließlich der deformationsabhängigen Steifigkeit.

Der für das LE und MC-Modell gewählte Steifemodul ( $E_s$ ) entspricht dem Oedometermodul bei 100 kpa ( $E_{oed}^{ref}$ ) und wird über das gesamte Modell konstant angenommen. Diese vereinfachte Darstellung des realen Bodenverhaltens mittels eines repräsentativen Steifemodules und der Querkontraktionszahl erfordert jedoch weitreichende Überlegungen zu Spannungsniveau und Geschichte.

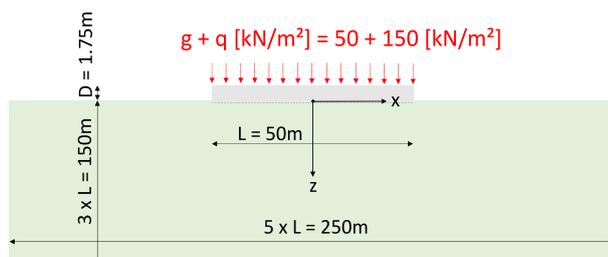
In der folgenden Studie werden diese Überlegungen bewusst vernachlässigt, um die Auswirkungen einer solchen Vereinfachung aufzuzeigen. Ebenso soll gezeigt werden, wie die fortschreitende Annäherung an das reale Bodenverhalten mittels der genannten Stoffgesetze, die differenziellen Setzungen reduziert. Außerdem sollen die Anwendungsgrenzen des LE-Ansatzes in Bezug auf Überkonsolidierung und Wasser im Boden aufgezeigt werden.

**Tabelle 1 Übersichtstabelle der 13 repräsentativen Bodenarten nach [4] sowie die empfohlenen Parametersätze für die verwendeten Materialmodelle. Die Parametersätze basieren auf Erfahrungen und gängigen Faustregeln, welche für diese Zwecke als ausreichend angesehen werden.**

| Stoffgesetze: |                            | LE                |                   |                  |       |        | MC         |      |         | HS         |           |          |          | HSS   |            |                  |
|---------------|----------------------------|-------------------|-------------------|------------------|-------|--------|------------|------|---------|------------|-----------|----------|----------|-------|------------|------------------|
| Nr.           | Bodenart                   | $\gamma$          | $\gamma_{sat}$    | $k_{x,y}$        | $\nu$ | $E_s$  | $\varphi'$ | $c$  | $\psi'$ | $\nu_{ur}$ | $E_{oed}$ | $E_{50}$ | $E_{ur}$ | $m$   | $G_{oref}$ | $\gamma_{0.7}$   |
| -             | -                          | kN/m <sup>3</sup> | kN/m <sup>3</sup> | m/s              | m/s   | kPa    | °          | kPa  | °       | -          | kPa       | kPa      | kPa      | -     | kPa        | -                |
| 1             | Kies, gleichkörnig         | 17,5              | 20                | 10 <sup>-2</sup> | 0,3   | 65.000 | 38         | 0    | 8       | 0,2        | 65.000    | 65.000   | 195.000  | 0,5   | 406.250    | 10 <sup>-4</sup> |
| 2             | Kies, sandig mit Schluff   | 22                | 22,5              | 10 <sup>-4</sup> | 0,3   | 75.000 | 40         | 0    | 10      | 0,2        | 75.000    | 75.000   | 225.000  | 0,6   | 468.750    | 10 <sup>-4</sup> |
| 3             | Kies, sandig, Schluff/ Ton | 22,5              | 23                | 10 <sup>-7</sup> | 0,3   | 80.000 | 39         | 5    | 9       | 0,2        | 80.000    | 80.000   | 240.000  | 0,6   | 500.000    | 10 <sup>-4</sup> |
| 4             | Kies-Sand-Schluff          | 21,25             | 21,75             | 10 <sup>-9</sup> | 0,3   | 27.500 | 31,5       | 1,4  | 2       | 0,2        | 27.500    | 27.500   | 82.500   | 0,9   | 171.875    | 10 <sup>-4</sup> |
| 5             | Feinsand                   | 17,5              | 20,25             | 10 <sup>-5</sup> | 0,33  | 22.500 | 36         | 0    | 6       | 0,2        | 22.500    | 22.500   | 67.500   | 0,675 | 140.625    | 10 <sup>-4</sup> |
| 6             | Grobsand                   | 17,5              | 20,25             | 10 <sup>-4</sup> | 0,33  | 47.500 | 38         | 0    | 8       | 0,2        | 47.500    | 47.500   | 142.500  | 0,625 | 296.875    | 10 <sup>-4</sup> |
| 7             | Sand, gut abgestuft        | 19,5              | 21                | 10 <sup>-5</sup> | 0,33  | 40.000 | 37         | 0    | 7       | 0,2        | 40.000    | 40.000   | 120.000  | 0,625 | 250.000    | 10 <sup>-4</sup> |
| 8             | Sand, wenig Feinkorn       | 20,75             | 21,75             | 10 <sup>-6</sup> | 0,33  | 32.500 | 36         | 0,5  | 6       | 0,2        | 32.500    | 32.500   | 97.500   | 0,725 | 203.125    | 10 <sup>-4</sup> |
| 9             | Sand, viel Feinkorn        | 19,75             | 20                | 10 <sup>-8</sup> | 0,33  | 15.000 | 28,5       | 2    | 0       | 0,2        | 15.000    | 15.000   | 45.000   | 0,825 | 93.750     | 10 <sup>-4</sup> |
| 10            | Schluff, leicht plastisch  | 19,25             | 20,25             | 10 <sup>-6</sup> | 0,4   | 7.500  | 31,5       | 0,65 | 2       | 0,2        | 7.500     | 15.000   | 45.000   | 0,7   | 93.750     | 10 <sup>-4</sup> |
| 11            | Schluff, mittel plastisch  | 18,5              | 19,5              | 10 <sup>-8</sup> | 0,4   | 5.000  | 29         | 1,35 | 0       | 0,2        | 5.000     | 10.000   | 30.000   | 0,8   | 62.500     | 10 <sup>-4</sup> |
| 12            | Ton, leicht plastisch      | 20,5              | 20,75             | 10 <sup>-8</sup> | 0,45  | 3.500  | 28         | 2,75 | 0       | 0,2        | 3.500     | 7.000    | 21.000   | 0,95  | 43.750     | 10 <sup>-4</sup> |
| 13            | Ton, mittelplastisch       | 19,5              | 19,75             | 10 <sup>-9</sup> | 0,45  | 2.000  | 24         | 4    | 0       | 0,2        | 2.000     | 4.000    | 12.000   | 0,975 | 25.000     | 10 <sup>-4</sup> |

## 2 Methodik

Für die Untersuchung wird mit der Software PLAXIS 3D eine Fundamentplatte (C20/25) im Zustand 1 betrachtet, welche mit einer Gleichlast belastet wird (Abbildung 1). Getrennt werden Platte und Boden von einem Interface, welches die gleiche Steifigkeit wie die Fundamentplatte besitzt. Um den Einfluss der Bodenkomplexität auf die differenziellen Setzungen der Fundamentplatte darzustellen, werden 13 repräsentative Böden gemäß Tabelle 1 untersucht, welche mittels der vier vorgestellten Stoffgesetze in unterschiedlichen Komplexitätsgraden erfasst werden.



**Abbildung 1 Schnitt durch die Symmetrieachse des 3D-Modells bestehend aus 51.123 Tetraeder Elementen mit je 10 Knoten**

Untersucht wird neben differentiellen Setzungen bei nichtlinearem Verhalten (3.1) auch der Einfluss einer Vorbelastung (Überkonsolidierung) auf das Setzungsverhalten (3.2). Außerdem werden unterschiedliche Grundwasserstände und der Einfluss der effektiven Spannungen (3.3.1) sowie deren Geschichte (3.3.2) auf die Bodensteifigkeit betrachtet. Im Folgenden werden die differentiellen Setzungen vom Mittelpunkt der Fundamentplatte bis zum äußeren Rand berechnet.

## 3 Ergebnisse

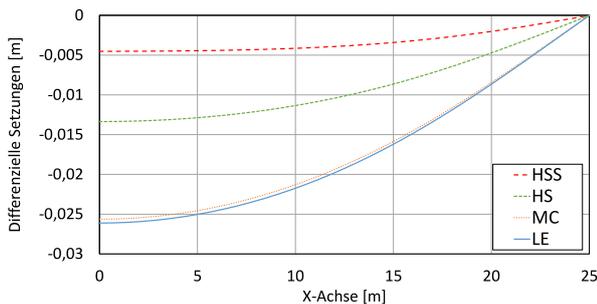
### 3.1 Differentielle Setzungen bei nichtlinearem Verhalten

Der einflussreichste Faktor für Setzungsberechnungen ist der Oedometermodul (1). In der Realität ist diese über geotechnische Parameter abgeleitete Kennzahl aber nicht konstant, sondern zeigt ein spannungsabhängiges Verhalten.

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c \cdot \cot \varphi + \sigma_1'}{c \cdot \cot \varphi + p_{\text{ref}}} \right)^m \quad (1)$$

$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  .....Referenz Oedometermodul  
 $p_{\text{ref}}$  .....Referenz Spannung  
 $\sigma_1$  .....Effektive Vertikalspannung  
 $m$  .....Steifigkeits Exponent

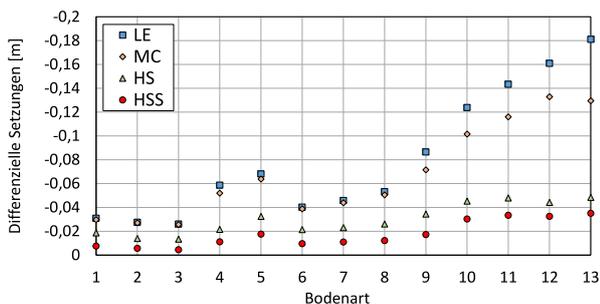
In Abbildung 2 wird die Auswirkung dieser Eigenschaft auf die differenziellen Setzungen, exemplarisch für den Bodentyp 3 „Kies, sandig, Schluff/Ton“ gezeigt. Wie erwartet, liefert der LE-Ansatz den höchsten Wert mit 0,026 m, gefolgt von der MC-Berechnung ohne signifikanten Unterschied. Berücksichtigt man das spannungsabhängige Verhalten mit dem HS-Modell, reduzieren sich die Setzungen signifikant um 49 % auf 0,013 m. Schließlich prognostiziert das HSS-Modell den geringsten Wert mit 0,0045 m, was 17 % der LE-Setzung entspricht.



**Abbildung 2 Differenzielle Setzungen für Bodenart 3 für Berechnungen mit LE, MC, HS und HSS**

Wird die spannungs- und dehnungsabhängige Steifigkeit mittels HS und HSS-Modell berücksichtigt, reduzieren sich die differenziellen Setzungen in Plattenmitte maßgeblich.

Der Einfluss der verschiedenen Stoffgesetze auf das Setzungsverhalten hängt stark von der untersuchten Bodenart ab, wie in Abbildung 3 ersichtlich.



**Abbildung 3 Differenzielle Setzungen bei allen Bodenarten für Berechnungen mit LE, MC, HS und HSS**

Über alle Bodenarten hinweg liefert der LE-Ansatz die größten und das HSS-Modell die kleinsten differenziellen Setzungen. Der Unterschied in den Ergebnissen vergrößert sich mit abnehmender Steifigkeit der untersuchten Bodenarten. Dies lässt sich durch das Verhältnis der Anfangssteifigkeit und des initialen Spannungszustands zur aufgetragten Belastung erklären. Bei steiferen Böden liegt der resultierende Spannungszustand noch im linear elastischen Bereich, während bei weicheren Bodenarten der auftretende Spannungszustand den initialen linear elastischen Bereich weit überschreitet und das spannungsabhängige Verhalten einen signifikanten Einfluss auf das Verhalten hat.

Auch der Unterschied zwischen dem LE und dem MC-Modell entspricht den erwarteten Ergebnissen. Je geringer die Festigkeit der Bodenarten, desto mehr beeinflusst diese die Ergebnisse, da es zu örtlicher Plastifizierung des Bodens kommt.

Aufgrund der spannungsabhängigen Steifigkeitsentwicklung, zeigt das HS-Modell ein viel steiferes Verhalten und reduziert damit die auftretenden differenziellen Setzungen maßgeblich. Insgesamt zeigt das HSS-Modell dasselbe Verhalten wie das HS-Modell, jedoch mit einer etwas steiferen Reaktion, bedingt durch die berücksichtigte deformationsabhängige Steifigkeit. Die Berücksichtigung der Steifigkeitsverteilung ist somit maßgeblich für ein realistisches Ergebnis der differenziellen Setzungen. Da die Steifigkeitsverteilung nicht nur vom aktuellen Spannungszustand abhängt, sondern auch von den Vorangegangenen, wird im folgenden Kapitel die Spannungshistorie (Überkonsolidierung) und ihr Einfluss auf die differenziellen Setzungen untersucht.

### 3.2 Differenzielle Setzungen bei überkonsolidierten Böden

Die für die Setzungsberechnung wirksame Steifigkeit hängt davon ab, ob es sich um eine primäre Belastungssituation oder um eine Wiederbelastung handelt. Solange sich der auftretende Spannungszustand nicht über das Spannungsniveau der Vorbelastung hinausbewegt, verhält sich der Boden linear elastisch. Übersteigt die auftretende Belastung das

Spannungsniveau der Vorbelastung, ist ab diesem Punkt von einer nichtlinearen Steifigkeitsentwicklung auszugehen.

Um diesen Effekt abbilden zu können, muss das gewählte Stoffgesetz die Fähigkeit besitzen, zwischen Erst- und Wiederbelastung zu unterscheiden und sich die Spannungsgeschichte „merken“.

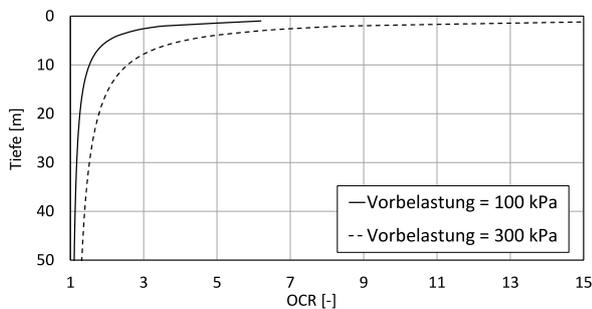
Erfasst wird solch eine Überbelastung mittels der *Overconsolidation Ratio* (OCR) gemäß Gleichung (2), welche das Verhältnis zwischen den Spannungen auf Vorbelastungsniveau und denen im aktuell auftretenden Lastniveau angibt.[5][6]

$$OCR = \sigma'_p / \sigma'_{zz} \quad (2)$$

$\sigma'_p$ .....Effektive Vorbelastungsspannung

$\sigma'_{zz}$ .....Effektive aktuelle Vertikalspannung

Für die Bodenart 10 (Schluff, leicht plastisch) wird in Abbildung 4 mittels (2) eine theoretische OCR-Verteilung für eine angenommene Vorbelastung von 100 kPa bzw. 300 kPa ermittelt. Wie erwartet, nimmt die OCR mit steigender Tiefe ab und nähert sich dem Wert 1 an. Laut [7] spricht man bei einer OCR zwischen 1,0 und 1,5 von normalkonsolidiert, bei 1,5 bis 10,0 von überkonsolidiert und bei einer OCR >10,0 von hoch überkonsolidierten Böden.



**Abbildung 4 OCR für eine Vorbelastung von 100 kPa und 300 kPa**

In Abhängigkeit der OCR entwickelt sich auch der vorherrschende Seitendruckbeiwert. Durch die Vorbelastung wurde der Boden horizontal „vorgespannt“ und reagiert bis zum Erreichen des Spannungsniveaus durch die Vorbelastung mit einem erhöhten, spannungsabhängigen Seitendruckbeiwert gemäß Gleichung (3).

$$K_0^{OC} = K_0^{NC} \cdot \sqrt{OCR} \quad (3)$$

$K_0^{OC}$  .....Normalkonsolidierter Seitendruck

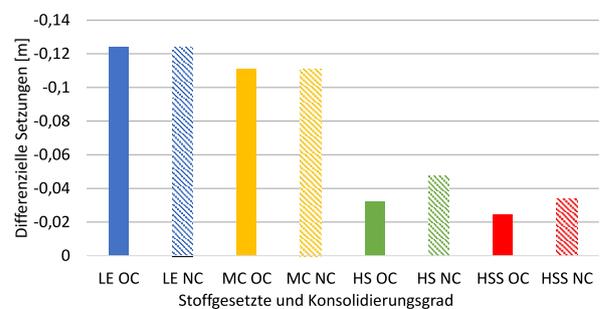
$K_0^{NC}$  ..... Überkonsolidierter Seitendruck

Für eine realistische Setzungsberechnung muss das gewählte Stoffgesetz sowohl die korrekte Steifigkeitsentwicklung, als auch die Seitendruckverteilung über die Tiefe abbilden können. Welche Unterschiede sich hierdurch ergeben können, wird im folgenden Absatz behandelt.

### 3.2.1 Überkonsolidierung und passende Stoffgesetze

Um die realitätsnahe Abbildung einer Überkonsolidierung durch verschiedene Stoffgesetze zu untersuchen, wird das in Abbildung 1 vorgestellte Modell erweitert. Für die Bodenart 10 (Schluff, leicht plastisch) wird in der *Initial Phase* zusätzlich eine Gleichlast mit 100 kPa über das gesamte Bodenmodell aufgebracht, welche eine entsprechende Vorbelastung aus glazialer Überprägung simuliert. Vor der anschließenden *Loading Phase* werden die entstandenen Deformationen genullt.

Abbildung 5 vergleicht die Ergebnisse des erweiterten, nun überkonsolidierten Modelles (OC) mit jenen des nicht erweiterten (NC). Es zeigt sich, dass sowohl eine Simulation mit dem LE- als auch mit dem MC-Stoffgesetz die Vorbelastung nicht berücksichtigt. Zwischen der *normal-* und *überkonsolidierten* Berechnung gibt es keinen Unterschied der differentiellen Setzungen. Beim HS-Modell kann jedoch eine Differenz deutlich beobachtet werden. Wie erwartet ergeben sich für die überkonsolidierte Berechnung wesentlich geringere Setzungen. Das HSS-Modell ist ebenfalls in der Lage, die Spannungshistorie zu erfassen, jedoch mit einer etwas steiferen Reaktion, bedingt durch die berücksichtigte deformationsabhängige Steifigkeit.



**Abbildung 5 Maximale differenzielle Setzung für Bodenart 10 (Schluff, leicht plastisch) für den normal- als auch überkonsolidierten Zustand**

Statt die Vorbelastung als Gleichlast zu simulieren, kann diese mit den Stoffgesetzen HS als auch HSS auf zwei Arten direkt berücksichtigt werden. Welche Auswirkungen dies auf die Berechnung der differenziellen Setzungen hat, wird im nächsten Abschnitt erläutert.

### 3.2.2 Vergleich zwischen OCR und POP

Wie in [8] gezeigt wird, bietet das HSS-Modell die Möglichkeit, die OCR direkt bei der Berechnung der Spannungen zu berücksichtigen. Alternativ kann die Vorbelastung auch als *Pre Overburden Pressure* (POP) angegeben werden.

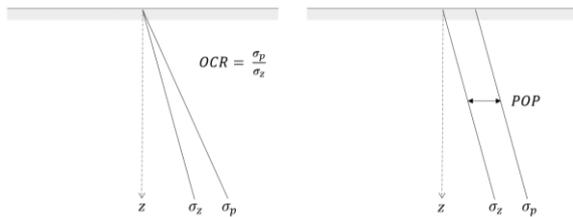


Abbildung 6 Berechnung des historischen Spannungsniveaus auf Basis der OCR oder des POP

In der folgenden Untersuchung wird weiterhin eine Vorbelastung von 100 kPa angenommen. Anstelle einer Gleichlast wird die Überkonsolidierung nun mittels eines POP von 100 kPa direkt berücksichtigt, wohingegen der OCR-Verlauf aus Abbildung 4 hierbei als Variante *Gesamt* und *Abgestuft* angenähert wird.

Tabelle 2 OCR-Werte für die Modelle *Gesamt* und *Abgestuft* bei 100 kPa Vorbelastung

| Tiefenstufe [m] | 1-150  | 0-5       | 5-25 | 25-100 |
|-----------------|--------|-----------|------|--------|
| Modell          | Gesamt | Abgestuft |      |        |
| OCR [-]         | 1,035  | 3,078     | 1,35 | 1,1    |

Die Ergebnisse der Setzungsberechnung für die drei Varianten POP<sub>100</sub>, OCR<sub>Ges.</sub> und OCR<sub>Abg.</sub> wurden im Plattenmittelpunkt gemessen und sind in Abbildung 7 dargestellt.

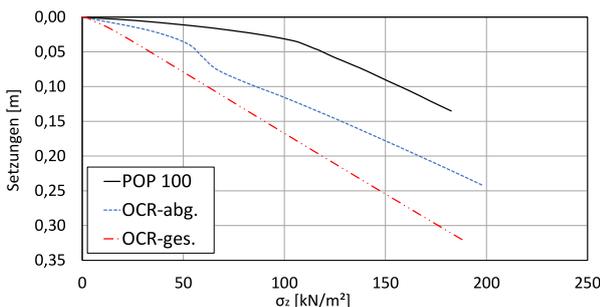


Abbildung 7 Setzungsergebnisse für eine Vorbelastung von 100 kPa mittels HSS für die Varianten POP<sub>100</sub>, OCR<sub>Ges.</sub> und OCR<sub>Abg.</sub>

Die Variante POP<sub>100</sub> zeigt den wesentlich steiferen Verlauf der Wiederbelastung bis zum Erreichen des Vorbelastungsniveaus und wechselt dann in die weniger steife Erstbelastung. Die Varianten OCR<sub>Ges.</sub> und OCR<sub>Abg.</sub> zeigen hingegen keine eindeutige Unterscheidung in der Steifigkeitsentwicklung.

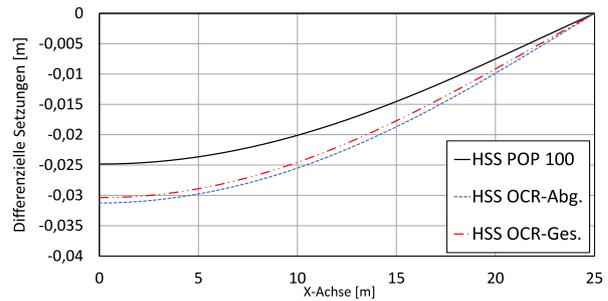


Abbildung 8 Differenzielle Setzungen für eine Vorbelastung von 100 kPa mittels HSS für die Varianten POP<sub>100</sub>, OCR<sub>Ges.</sub> und OCR<sub>Abg.</sub>

Wie Abbildung 8 zeigt, hat die Unterteilung der OCR in Teilbereiche nur einen unwesentlichen Einfluss auf die differenziellen Setzungen. Die Variante POP<sub>100</sub> zeigt aufgrund der Berücksichtigung der Wiederbelastungssteifigkeit eine maßgebliche Reduktion der differenziellen Setzungen im Vergleich zu den OCR-Berechnungen.

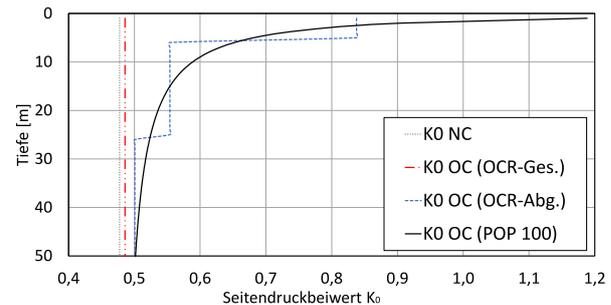


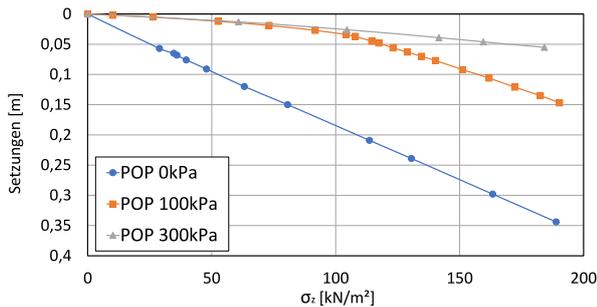
Abbildung 9 Seitendruckbeiwert  $K_0$  für den normal-konsolidierten Zustand und die überkonsolidierten Varianten POP<sub>100</sub>, OCR<sub>Ges.</sub> und OCR<sub>Abg.</sub>

Die Verteilung der Seitendruckbeiwerte über die Tiefe hat ebenfalls einen maßgebenden Einfluss auf die Setzungsberechnung. Abbildung 9 zeigt, dass die Variante POP<sub>100</sub> einen spannungsabhängigen überkonsolidierten Seitendruckbeiwert erzeugt, dessen Verlauf qualitativ jener der Abbildung 4 entspricht. Derselbe Effekt wird in [9] gezeigt. Mittels der abgestuften bzw. konstanten OCR-Varianten

wird der Verlauf jedoch nur näherungsweise abgebildet.

### 3.2.3 Modellierung mittels POP

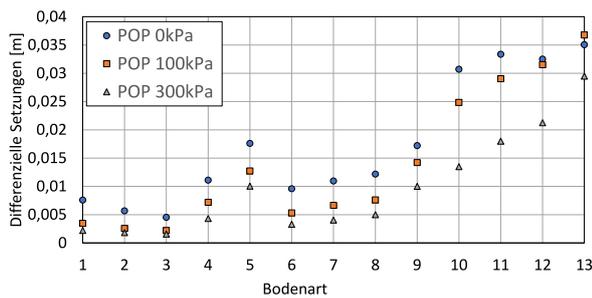
Die Darstellung der Erst- und Wiederbelastungssteifigkeit mittels POP ist in Abbildung 10 ersichtlich. Die Bodenart 10 (Schluff, leicht plastisch) wurde mit 0 kPa, 100 kPa und 300 kPa vorbelastet. In der anschließenden *Loading Phase* wurde die Fundamentplatte mit 200 kPa belastet.



**Abbildung 10** Setzungsergebnisse für einen POP von 0 kPa, 100 kPa und 300 kPa mittels HSS

Deutlich erkennbar ist für den POP von 0 kPa eine durchgehende Erstbelastung, für den POP von 100 kPa eine Kombination aus Wieder- und Erstbelastung und für den POP von 300 kPa eine durchgehende Wiederbelastung.

Basierend auf diesen drei Vorbelastungsstufen wurden im nächsten Schritt die differentiellen Setzungen für die in der Bodentabelle vorgestellten Bodenarten ausgewertet und in Abbildung 11 dargestellt.



**Abbildung 11** Differentielle Setzungen für einen POP von 0 kPa, 100 kPa und 300 kPa mittels HSS

Generell kann bei allen Bodenarten beobachtet werden, dass sich die differentiellen Setzungen mit steigender Vorbelastung verringern.

Außerdem werden die Unterschiede zwischen den Vorbelastungsstufen kleiner, je größer die Steifigkeit des Bodens ist. Für Bodenart 2 (Kies, sandig, mit wenig Feinkorn) betragen die differentiellen

Setzungen bei 300 kPa im Vergleich zu 0 kPa 32 %. Bei Bodenart 10 (Schluff, leicht plastisch) liegt dieser Unterschied bei 54 %.

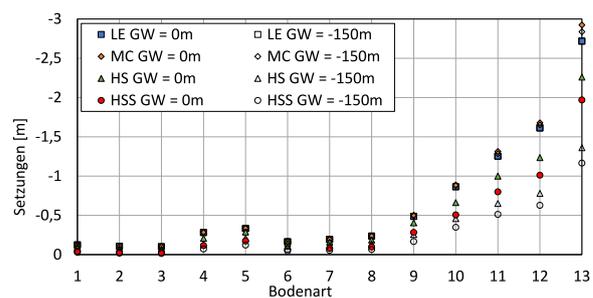
Somit zeigt sich, dass für eine realistische Setzungsberechnung die Vorbelastung so genau wie möglich bestimmt und berücksichtigt werden sollte.

### 3.3 Differentielle Setzungen bei Wasser im Boden

Wie in [10] und [11] allgemein erläutert wird, hängt die Steifigkeit eines Bodens vom effektiven Spannungszustand ab. Dieser ergibt sich auf Basis der totalen Spannungen abzüglich des Porenwasserdruckes. Bei Wasser im Boden verringert sich also die Steifigkeit und nimmt dadurch Einfluss auf das Setzungsverhalten. Im folgenden Abschnitt wird untersucht, welchen Einfluss Wasser im Boden auf die effektiven Spannungen sowie das Setzungsverhalten hat und welche Stoffgesetze sich für diese Berechnungen eignen. Bei dieser Betrachtung werden nur die elastischen und plastischen Verformungsanteile betrachtet, zeitabhängige Setzungen aus der Konsolidierung werden hierbei vernachlässigt.

#### 3.3.1 Setzungen mit/ohne Grundwasser

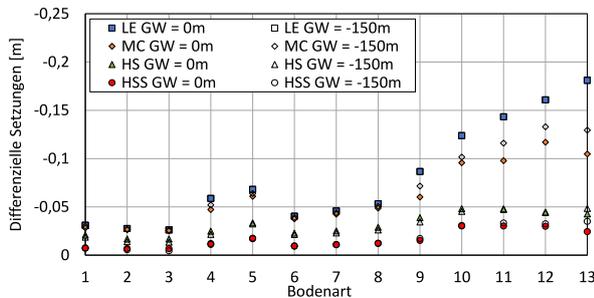
Auf Basis des in Abbildung 1 vorgestellten normal-konsolidierten Modelles werden nun verschiedene Grundwasserstände untersucht. In Abbildung 12 werden die Setzungsergebnisse bei einem Grundwasserspiegel von 0 m (mit Grundwasser) und -150 m (ohne Grundwasser) verglichen.



**Abbildung 12** Setzungsergebnisse mit/ohne Grundwasser im Boden für Berechnungen mit LE, MC, HS und HSS

Da die Steifigkeitsentwicklung der LE-Simulation unabhängig vom effektiven Spannungszustand konstant bleibt, gibt es keinen Unterschied bei den Ergebnissen. Ebenso ist die Steifigkeitsentwicklung beim MC-Modell konstant. Beim HS- sowie dem HSS-Modell können die vorhin beschriebenen

Effekte jedoch eindeutig erkannt werden. Die Setzungsberechnungen mit Grundwasser zeigen durchgängig höhere Setzungen, was auf den berücksichtigten effektiven Spannungszustand zurückzuführen ist. Der Effekt wird umso ausgeprägter, je geringer die Steifigkeit der Bodenart ist.

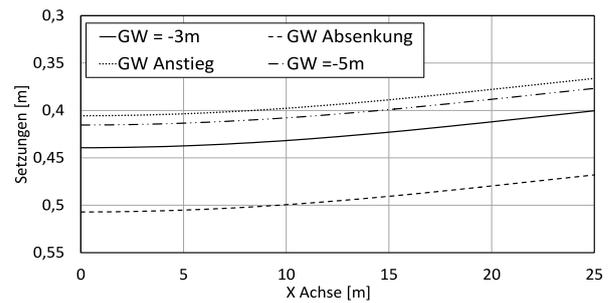


**Abbildung 13** Differenzielle Setzungen mit/ohne Grundwasser im Boden für Berechnungen mit LE, MC, HS und HSS

Betrachtet man die differenziellen Setzungen in Abbildung 13, zeigt sich, dass der Einfluss des Grundwassers bei allen vier Stoffgesetzen sehr gering ist. Zwar werden die totalen Setzungen maßgeblich beeinflusst, an der differenziellen Verformung lässt sich jedoch kein maßgebender Unterschied beobachten.

### 3.3.2 Grundwasser Senkung/Hebung

Generell ist die Spannungsgeschichte im Boden stets relevant und zu berücksichtigen. Eine Superpositionierung von Lastfällen und Setzungsergebnissen ist nur für linear elastisches Materialverhalten zulässig und somit für die Abbildung des realen, nichtlinearen Materialverhaltens von Böden nicht geeignet. Das folgende Beispiel soll das im Kontext von Grundwasserschwankungen bzw. Annahmen verdeutlichen. Untersucht werden die totalen Setzungen mittels HSS-Modell bei der Bodenart 10 (Schluff, leicht plastisch) nach Belastung der Fundamentplatte bei einem Grundwasserspiegel von -3 m und -5 m sowie ein Ansteigen des Grundwassers von -5 m auf -3 m bzw. ein Abfallen von -3 m auf -5 m.



**Abbildung 14** Totale Setzungen bei einem Grundwasserspiegel von -3 m und -5 m sowie ein Ansteigen des Grundwassers von -5 m auf -3 m bzw. ein Abfallen von -3 m auf -5 m mittels HSS-Modell

Wie erwartet zeigt Abbildung 14 geringere Setzungen bei einem Grundwasserspiegel von -5 m als bei einem Grundwasserspiegel von -3 m. Deutlich zu sehen ist hierbei, dass die Grundwasserabsenkung von -3 m auf -5 m nicht das gleiche Ergebnis liefert wie eine Berechnung mit -5 m.

Die Steifigkeitsentwicklung ist während der Belastung bei einem Grundwasserspiegel von -3 m aufgrund der geringeren effektiven Spannungen weniger stark als bei -5 m. Ausgehend von dieser geringeren Steifigkeitsverteilung kann aufgrund des nichtlinearen Bodenverhaltens nicht das gleiche Setzungsergebnis bei einer Absenkung auf -5 m erreicht werden als bei einer direkten Berechnung mit einem Grundwasserspiegel von -5 m.

Umgekehrt ist die Steifigkeitsentwicklung bei einem Grundwasserspiegel von -5 m stärker als bei -3 m, da die initialen effektiven Spannungen, von welchen die Steifigkeit abhängt, vor Beginn der Belastung höher sind. Dadurch kommt es zu geringeren Setzungen der Platte aufgrund der Belastung. Wird das Grundwasser auf -3 m erhöht, reduzieren sich aufgrund des hinzukommenden Porenwasserdruckes die setzungswirksamen effektiven Spannungen. Es kommt zu einer Hebung, welche aufgrund der unterschiedlichen Spannungshistorie geringer ist als bei der direkten Berechnung mit -3 m.

**Tabelle 3** Differenzielle Setzungen bei einem Grundwasserspiegel (GWSP) von -3 m und -5 m sowie ein Ansteigen des Grundwassers von -5 m auf -3 m bzw. ein Abfallen von -3 m auf -5 m mittels HSS

| GWSP           | -3 m   | -3 m auf -5 m | -5 m   | -5 m auf -3 m |
|----------------|--------|---------------|--------|---------------|
| $\Delta s$ [m] | 0,0389 | 0,0391        | 0,0386 | 0,0393        |

Im Vergleich zur absoluten Größe der differenziellen Setzungen zeigt sich allerdings, dass der Einfluss der Grundwasserschwankungen in diesem Beispiel gering ist.

#### 4 Zusammenfassung

Die Voraussetzung für eine ressourcenschonende Bemessung von Fundamentplatten ist eine realistische, mechanisch konsistente Betrachtung des Bodens. Das auftretende effektive Spannungsniveau, die Spannungsgeschichte sowie das Deformationsniveau haben maßgebenden Einfluss auf das nichtlineare Bodenverhalten. Daher ist eine realistische Abschätzung der differenziellen Setzungen und daraus folgend die ressourcenschonende Bemessung von Fundamentplatten nur unter Berücksichtigung dieser Aspekte möglich. Die Erkenntnisse dieser Studie sind im Folgenden aufgelistet und zusammengefasst.

- **Spannungsabhängige Steifigkeitsentwicklung:** Das Vernachlässigen der nichtlinearen Steifigkeitsentwicklung von Böden mit einer linear elastischen Annäherung, ohne weitreichende Überlegungen zu Spannungsniveau und Geschichte einfließen zu lassen, führt zu überschätzten differenziellen Setzungen.
- **Überkonsolidierung:** Die realistische Darstellung der differenziellen Setzungen hängt wesentlich vom Verhältnis des aktuellen Spannungszustands zum Spannungszustand im vorhergegangenen Belastungsniveaus ab. Dadurch wird festgelegt, wie lange die wesentlich höhere Wiederbelastungssteifigkeit aktiv ist und ab welcher Belastungsstufe es sich um eine Erstbelastung handelt.
- **Effektive Spannungen:** Die Steifigkeitsentwicklung hängt vom effektiven Spannungszustand ab. Bei Wasser im Boden verringern sich die effektiven Spannungen, was zu einer geringeren Steifigkeit führt. Hiervon werden die totalen Setzungen maßgeblich beeinflusst, die differenziellen Setzungen jedoch kaum.

#### 5 Literatur

- [1] Rafał F. Obrzud: *On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice*, Numerics in Geotechnics and Structures, pp. 7 – 13, 2010
- [2] Ronald B.J. Brinkgreve: *Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering*, J.Sci Commun. 163, pp. 51 – 59, 2005
- [3] Rafał F. Obrzud: *On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice*, Numerics in Geotechnics and Structures, pp. 2 2010
- [4] Paul von Soos, Jens Engel: *Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung*, 8. Auflage, Karl Josef Witt (Hrsg.), Grundbau Taschenbuch Teil1 pp.142 – 143, Berlin, 2017
- [5] Vendel Jozsa: *Empirical correlations of overconsolidation ratio, coefficient of earth pressure at rest and undrained strength*, Second Conference of Junior Researchers in Civil Engineering
- [6] Paul W. Mayne, James K. Mitchell: *Profiling of overconsolidation ratio in clays by field vane*, Can. Geotech. J. 25 pp.150-157, 1988
- [7] Donatas Urbaitis, Ieva Lekstutyte, Domas Gribulis: *Overconsolidation Ratio Determination of Cohesive Soil*, Proceedings of the 13<sup>th</sup> Baltic Sea Geotechnical Conference, 2016
- [8] Roman Melnikov, Yuriy Zazulya, Maxim Stepanov, Oleg Ashikhimin, Tatyana Maltseva: *OCR and POP parameters in Plaxis-based numerical analysis of loaded over consolidated soils*, Procedia Engineering 165 pp.845-852, 2016
- [9] Johanna Zelger: *Calibration of 2D pre-relaxation factors in tunneling with 3D Finite element calculations*, TU Graz, pp. 14, 2012
- [10] Mohammad Shahriar, Nagaratnam Sivakugan, Braja Das: *Settlements of shallow foundations in granular soils due to rise of water table-a critical review*, International Journal of Geotechnical Engineering, pp.516, 2013
- [11] Shahriar M., Sivakugan N., Urquhart A., Tapiolas M., Das B.: *A Study on the Influence of Ground Water Level on Foundation Settlement in Cohesionless Soil*, Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2013, Paris

Differenzielle Setzungen von Fundamentplatten bei überkonsolidierten Böden und wechselndem effektivem Spannungszustand

# Rheologische Untersuchungen an thermisch reaktivierten Zementen mit variierenden w/z-Werten

Susanne Helmich, Neshable Noel, Anne Gierth, Melina Taramonili, Tommy Mielke, Doru C. Lupascu

*Institut für Materialwissenschaft und Center for Nanointegration Duisburg-Essen (CENIDE), Fakultät für Ingenieurwissenschaften, Universität Duisburg-Essen, Deutschland*

## KURZFASSUNG:

Eine der größten Herausforderungen der Zementindustrie ist die Reduzierung der CO<sub>2</sub>-Emissionen bei dessen Produktion. Ein Ansatz hierfür bietet die thermische Behandlung von Zementstein aus Abbruchbeton. Durch die Dehydrierung des Zementsteins gewinnt dieser seine Reaktionsfähigkeit zurück und kann erneut unter Wasserzugabe erhärten. Mehrere Studien zeigen, dass der Wasserbedarf dieser reaktivierten Zemente höher ist als für regulären Portlandzement. Ziel dieser Studie ist es weitere Untersuchungen des Fließverhaltens an reaktivierten Zementen durchzuführen. Dabei wurde im Labor hergestellter Zementstein bei 600 °C, 650 °C und 700 °C dehydriert und Pasten mit einem w/z-Wert von 0,85 und 0,9 hergestellt. Die Hälfte der angemischten Zementpaste wurde in einem Rotations-Rheometer untersucht während mit der anderen Hälfte das Ausbreitmaß ermittelt wurde. Die Zemente wurden über die Phasenzusammensetzung und die Partikelmorphologie charakterisiert. Die Ergebnisse heben die unterschiedlichen Fließverhalten von regulärem und reaktiviertem Zement hervor.

## 1 Einleitung

Mit 4,1 Milliarden Tonnen pro Jahr produziertem Zement ist dieser für ca. 5-8 % des weltweiten CO<sub>2</sub>-Ausstoßes verantwortlich [1] – [3]. Eine Möglichkeit, um die Menge an neu produziertem Zement zu reduzieren, ist das Recycling der Zementbestandteile in Bauschutt. Verschiedene Studien zeigen, dass es durch thermische Behandlung des hydratisierten Zementsteins bei Temperaturen zwischen 600 °C – 800 °C möglich ist, die Hydratisierung umzukehren und einen neuen, „reaktivierten“ Zement zu produzieren. Dabei zersetzen sich bei 600 °C die Calciumsilikathydrate (CSH) vollständig zu C<sub>2</sub>S in Form von  $\alpha'_L$ -C<sub>2</sub>S und  $\beta$ -C<sub>2</sub>S. Portlandit (Ca(OH)<sub>2</sub>) und Calcit (CaCO<sub>3</sub>) zersetzen sich bei 450 °C – 500 °C bzw. ab 750 °C zu CaO und H<sub>2</sub>O bzw. CO<sub>2</sub>. Vorhandene Aluminatphasen dehydrieren und verbleiben in amorpher Form. Ein Teil des CaO hydriert mit der Umgebungsfeuchte während des Abkühlens und bildet erneut Portlandit. [2][3][4][5]

Durch Rehydrierung des reaktivierten Zements kann erneut ein Zementstein mit den typischen Hydratphasen (CSH, Ettringit und Portlandit) hergestellt werden, dessen Eigenschaften bereits in verschiedenen Studien untersucht wurden [3][6][7][8][9][10][11][12]. Häufig wurde dabei ein erhöhter Wasserbedarf zum Erreichen der Standardkonsistenz des Zementleims festgestellt [6][7][8][9][10][11]. Die Untersuchungen von Shui et al. [7] und Xuan [9] zeigen, dass bei Zementpasten aus reaktiviertem Zement der Wasserbedarf zum Erreichen der Standardkonsistenz mit Zunahme der Reaktivierungstemperatur zunimmt, während gleichzeitig die Zeit ab Wasserzugabe bis Erstarrungsbeginn abnimmt. Gründe für das veränderte Abbindeverhalten wurden unter anderem in der vergrößerten Kornoberfläche und dem Freikalk(CaO)-Gehalt der reaktivierten Zemente gesehen [7][8][9][10][11]. Real et al. [6] nennen zusätzlich die erhöhte Wasserabsorption in die Poren der reaktivierten Zementpartikel als Grund für die Zunahme des Wasserbedarfs. Eine eingehendere Charakterisierung der

reaktivierten Zemente ist entsprechend unerlässlich, um das Hydratationsverhalten zu verstehen.

In keiner der genannten Studien wird die Verarbeitbarkeit von Leimen aus reaktivierten Zementen mittels rheologischer Messungen in einem Rotations-Rheometer beurteilt. Mit Untersuchungen von Zementleimen in Rotations-Rheometern können genauere Aussagen über das Fließverhalten von Zementleimen getroffen werden. Maßgebende Parameter sind die Fließgrenze und Viskosität des Materials. Eines der gängigsten Modelle zur Ermittlung beider Werte für Betone, Mörtel und Zementpasten ist die Bingham-Analyse [13][14][15]. Die Fließgrenze beschreibt hierbei die erforderliche Scherspannung, die überschritten werden muss, damit das Material beginnt zu fließen. Die Viskosität beschreibt den Widerstand einer Flüssigkeit gegen Verformung [16]. Mit der Bestimmung des Ausbreitmaßes von Zementleimen kann ebenfalls deren Fließfähigkeit eingeordnet werden [6][17]. Ziel dieser Studie ist es, die vorhandenen Kenntnisse zum Fließverhalten von Leimen aus reaktiviertem Zement zu erweitern und eine Datengrundlage als Referenz für Untersuchungen mit recyceltem Abbruchbeton zu bilden.

## 2 Material und Methodik

### 2.1 Herstellung von reaktiviertem Zement

Im Rahmen dieser Studie wurde industriell produzierter Zement vom Typ CEM I 52,5R (im Weiteren „Virgin Cement“ – VCe genannt) der Fa. Wittekind (Hugo Miebach Söhne KG, Deutschland) als Ausgangsmaterial für die Herstellung von reaktiviertem Zement verwendet. Die folgenden Schritte werden bei der Herstellung durchlaufen:

- (1) Mischen von Wasser und VCe mit einem Massenverhältnis von  $w/z = 0,5$  gemäß DIN EN 196-1 [18];
- (2) Einfüllen in Zylinderformen gemäß DIN EN 12390-1 [19] und Lagerung unter Laborbedingungen ( $20 \pm 5$  °C und  $60 \pm 5$  % relative Luftfeuchtigkeit) für 24 h;
- (3) Ausschalen des Zementsteins und Lagerung für 27 Tage im Wasserbad ( $20 \pm 5$  °C);
- (4) Zerkleinern des Zementzylinders am 28. Tag nach Herstellung mithilfe eines Backenbrechers (BB 600, Retsch) auf  $< 2$  cm;

- (5) Dehydratation des gebrochenen Zementsteins in Muffelöfen auf die Zieltemperatur von 600 °C, 650 °C oder 700 °C mit einer Aufheizrate von 5 °C/min. Die Temperatur wird für 1 h gehalten, anschließend kühlt das Material im Ofen bis auf Raumtemperatur aus;
- (6) Mahlen des dehydrierten Zements in einer Kugelmühle auf  $< 250$  µm;
- (7) Luftdichte Lagerung des gemahlten Materials in verschlossenen Tüten

Der dehydrierte und gemahlene Zement wird im Folgenden auch als reaktivierter Zement (Reactivated Virgin Cement – RVCe) bezeichnet. Die Temperatur, mit der die reaktivierten Zemente hergestellt wurden, folgt der Bezeichnung „RVCe“. Auf diese Weise wurde je Reaktivierungstemperatur ca. 9 kg Material hergestellt.

### 2.2 Charakterisierung von VCe und RVCe

#### 2.2.1 Phasenzusammensetzung

Die mineralische Phasenzusammensetzung des VCe und RVCe wurden mithilfe eines Röntgendiffraktometers (XRD) Empyrean von Panalytical untersucht. Die Proben wurden in Pulverform (Partikelgröße  $< 250$  µm) im  $2\theta$ -Bereich von  $5^\circ$  -  $90^\circ$  alle  $0.013^\circ$  und mit einer Geschwindigkeit von  $0.018$  °/s gescannt. Mittels der Rietveld-Methode wurden die Massenanteile jeder mineralischen Phase bestimmt.

#### 2.2.2 Partikelgröße und -Form

Die volumetrische Partikelgrößenverteilungen der VCe- und der RVCe-Pulver wurden mithilfe eines Laserdiffraktometers (Cilas 1064) bestimmt.

Die Partikeloberfläche der reaktivierten Zemente und des normalen Portlandzements wurden mithilfe eines Rasterelektronenmikroskops (REM) miteinander verglichen.

### 2.3 Rohdichte der VCe- und RVCe-Leime

Zur Bestimmung der Dichte wurde das Verfahren gemäß DIN EN 1015-6 [20] für die untersuchten Zementleime angepasst. Anstatt eines Messbehälters mit ca. 1 l Fassungsvermögen wurden selbsthergestellte Silikonformen für  $4 \times 4 \times 4$  cm<sup>3</sup>-Würfel (siehe Abbildung 1) verwendet.



**Abbildung 1** Selbsthergestellt Silikonform für drei 4×4×4 cm<sup>3</sup>-Wüfel

Zementleime wurden aus 300 g VCe bzw. aus 250 g RVCe und entmineralisiertem Wasser mit einem Massenverhältnis von  $w/z = 0,4/0,45/0,5$  (VCe) bzw.  $w/z = 0,85/0,9$  (RVCe) hergestellt. Die gewählten  $w/z$ -Werte wurden basierend auf Erfahrungswerten unserer Gruppe mit dem reaktivierten Material gewählt [12]. Der Zementleim wurde in zwei Lagen eingefüllt und jede Lage durch Fallenlassen der Form aus geringer Höhe „per Hand“ verdichtet. Überschüssiger Zementleim wurde durch Abziehen der Oberfläche mit einem Abstreichlineal entfernt. Nach jedem Befüllen eines Würfels wurde die Einzelmasse des eingefüllten Würfels  $m_i$  bestimmt. Mit einem festen Volumen der einzelnen Würfel von  $V_V = 64 \text{ cm}^3$  wurde die Dichte jedes einzelnen Würfels bestimmt mit:

$$\rho_{ZL,i} = \frac{m_i}{V_V} \quad (1)$$

Die Dichte  $\rho_{ZL}$  für jede Wasser-Zement-Mischung wurde als Mittelwert aus den drei Einzelwerten  $\rho_{ZL,i}$  berechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

**Tabelle 1** Ermittelte Dichte der Zementleime

| Material | w/z  | $\rho_{ZL}$<br>[g/cm <sup>3</sup> ] |
|----------|------|-------------------------------------|
| VCe      | 0,40 | 1,94 ± 0,1                          |
|          | 0,45 | 1,87 ± 0,1                          |
|          | 0,50 | 1,82 ± 0,1                          |
| RVCe 600 | 0,85 | 1,51 ± 0,1                          |
|          | 0,90 | 1,51 ± 0,1                          |
| RVCe 650 | 0,85 | 1,52 ± 0,1                          |
|          | 0,90 | 1,52 ± 0,1                          |
| RVCe 700 | 0,90 | 1,51 ± 0,1                          |

## 2.4 Rheologische Untersuchungen

### 2.4.1 Vorbereitung der Zementpasten

Im Rahmen dieser Studie wurde ein fest vorgeschriebenes Mischprotokoll implementiert:

- (1) Abwiegen der benötigten Mengen Zement und entmineralisiertes Wasser (siehe Tabelle 2) und Kühlen des Materials auf 10 °C um den Einfluss der Temperatur auf die Messung zu verringern;
- (2) Zugabe des Zements zum Wasser innerhalb von 1 min. Es wird die Zeit ab Erstkontakt zwischen Wasser und Zement genommen;
- (3) Mischen der Zementpaste mit einem Laborrührer (IKA RW 20 DZW) ausgestattet mit einem 3-flügeligen Propellerrührer für 2 min bei 1200 U/min unter Laborbedingungen;

**Tabelle 2** Einwaagemassen von Zement und entmineralisiertem Wasser zur Vorbereitung der Zementpasten

| Material | VCe    |        |        | RVCe  |       |
|----------|--------|--------|--------|-------|-------|
|          | w/z    | 0,4    | 0,45   | 0,5   | 0,85  |
| $m_Z$    | 1100 g | 1100 g | 1100 g | 700 g | 700 g |
| $m_W$    | 440 g  | 495 g  | 550 g  | 595 g | 630 g |

### 2.4.2 Messung mittels Rotations-Rheometrie

Die Untersuchungen des Fließverhaltens wurden mit dem Viskomat NT (Schleibinger Geräte Teubert u. Greim GmbH) durchgeführt. Hierbei handelt es sich um ein Couette-System, bei dem der Messkörper stillsteht, während der Behälter mitsamt Messprobe rotiert. [21] Als Messkörper wurde ein Leimpaddel der Art V0013 (Schleibinger Geräte Teubert u. Greim GmbH) mit eingebautem Temperaturfühler verwendet. Nach Anmischen des Zementleims wird dieser bis zur Markierung in den Messtopf eingewogen. Die Einwaagemassen für ein Volumen von 375 ml wurde zuvor basierend auf den Ergebnissen der Dichtermittlung berechnet und sind in Tabelle 3 zusammengetragen.

**Tabelle 3** Einwaagemassen der Zementleime für die Messungen im Rheometer

| Material | w/z  | $m_{\text{Viskomat}}$ |
|----------|------|-----------------------|
| VCe      | 0,40 | 728 g                 |
|          | 0,45 | 701 g                 |
|          | 0,50 | 683 g                 |
| RVCe 600 | 0,85 | 566 g                 |
|          | 0,90 | 566 g                 |
| RVCe 650 | 0,85 | 570 g                 |
|          | 0,90 | 570 g                 |
| RVCe 700 | 0,90 | 570 g                 |

Nach dem Einspannen des Messtopfs in das Gerät, wurde die Messung bei 4 min 30 s nach Beginn der Zeitnahme gestartet. Das Messprofil besteht aus

mehreren Geschwindigkeitsstufen beginnend mit einem schnellen Anstieg der Drehgeschwindigkeit auf den höchsten Wert von 100 U/min, der für 40 s gehalten wird. Anschließend wird die Drehgeschwindigkeit stufenweise alle 10 s verringert (siehe Abbildung 2).

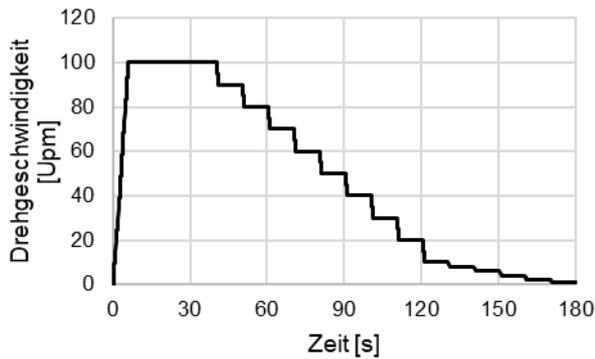


Abbildung 2 Rheometer-Messprofil definiert über die Rotationsgeschwindigkeit

### 2.4.3 Auswertung der Drehmoment-Messdaten

Aufgrund des scherverdünnenden Verhaltens der Zementpasten sind zur Datenanalyse nur die Messpunkte zu berücksichtigen, die nach Erreichen des Fließgleichgewichts für jede Geschwindigkeitsstufe aufgezeichnet wurden. Dies entspricht den letzten zwei Sekunden jeder Geschwindigkeitsstufe. Für jedes Wasser-Zement-Gemisch wurden mindestens drei Versuche durchgeführt, aus deren Ergebnissen Mittelwert und Standardabweichung berechnet wurden. Das genutzte Messprofil mit stufenweiser Verringerung der Drehgeschwindigkeit erlaubt die Auswertung der Daten mittels Bingham-Analyse im Bereich von 20 Upm bis 100 Upm. Dies ist eines der gängigsten Modelle zur Beschreibung des Fließverhaltens von Betonen, Mörteln und Zementleimen [13][15] und beschreibt einen linearen Zusammenhang zwischen Scherspannung  $\tau$  und Scherrate  $\dot{\gamma}$  nach Überschreiten der Fließgrenze:

$$\tau = \tau_B + \eta_B \cdot \dot{\gamma} \quad (2)$$

Die Bingham-Fließgrenze  $\tau_B$  entspricht dem Schnittpunkt der Geraden mit der y-Achse. Die

Bingham-Viskosität  $\eta_B$  entspricht der Steigung der Geraden [16]. Das Modell lässt sich ebenso auf Messungen des Drehmoments  $T$  bei verschiedenen Drehgeschwindigkeiten  $\Omega$  in relativen Messgeometrien anwenden:

$$T = T_0 + S \cdot \Omega \quad (3)$$

Fließgrenze  $T_0$  und Steigung der Geraden  $S$  sind die äquivalenten Größen zur Beschreibung des Fließverhaltens. Die Steigung der Geraden entspricht einer relativen Viskosität, die vom Messsystem und der verwendeten Geometrie abhängig ist [16]. Da das verwendete Leimpaddel eine relative Messgeometrie ist, werden im Rahmen dieser Studie alle Daten nach Gleichung (3) ausgewertet.

### 2.4.4 Bestimmung des Ausbreitmaßes

Um die Konsistenz der Zementleime miteinander zu vergleichen, wurde das Ausbreitmaß gemäß DIN EN 1015-3 [22] mithilfe eines Hägermann-Tisches und einschließlich der Ausführung der vorgeschriebenen 15 Hübe bestimmt. Nach Start des Rheometerversuchs wurde der restliche, angemischte Zementleim in die Kegelstumpfform eingefüllt. Der Versuch wurde bei 5,5 – 6 min nach Wasserzugabe durchgeführt. Der Durchmesser des ausgebreiteten Zements wurde in zwei rechtwinklig zueinanderstehenden Richtungen gemessen und der Mittelwert beider Werte berechnet. Die Versuche wurden ebenso wie die Rheometerversuche mindestens drei Mal je Wasser-Zement-Gemisch durchgeführt.

## 3 Ergebnisse und Analyse

### 3.1 Charakteristika der Zemente

#### 3.1.1 Phasenzusammensetzung

Die Massenanteile der mineralischen Phasen von VCe, RVCe 600, RVCe 650 und RVCe 700 sind in Tabelle 4 zusammengefasst. Neben den typischerweise in reaktivierten Zement aufzufindenden Phasen  $\beta$ -C<sub>2</sub>S,  $\alpha$ -C<sub>2</sub>S und Ca(OH)<sub>2</sub> [3][6] ist auch Freikalk (CaO) im RVCe vorhanden, der das Fließverhalten stark beeinflusst [9][11].

Tabelle 4 Zusammensetzung der mineralischen Phasen von VCe, RVCe 600, RVCe 650 und RVCe 700 in Massen-%

| Material | $\beta$ -C <sub>2</sub> S | $\alpha$ -C <sub>2</sub> S | C <sub>3</sub> S | C <sub>3</sub> A | CaSO <sub>4</sub> | C[A,F] | Ca(OH) <sub>2</sub> | CaO | CaCO <sub>3</sub> |
|----------|---------------------------|----------------------------|------------------|------------------|-------------------|--------|---------------------|-----|-------------------|
| VCe      | 17                        | 0                          | 68               | 8                | 5                 | 1      | 0                   | 0   | 0                 |
| RVCe 600 | 20                        | 51                         | 0                | 0                | 0                 | 0      | 21                  | 9   | 0                 |
| RVCe 650 | 23                        | 46                         | 0                | 0                | 0                 | 0      | 18                  | 11  | 2                 |
| RVCe 700 | 20                        | 58                         | 0                | 0                | 0                 | 0      | 14                  | 6   | 2                 |

### 3.1.2 Partikelgröße und -form

Die Ergebnisse der Partikelgrößenanalyse sind in Abbildung 3 dargestellt. Die Partikelgrößenverteilungen  $D_{10}$ ,  $D_{50}$  und  $D_{90}$  sind in Tabelle 5 angegeben.

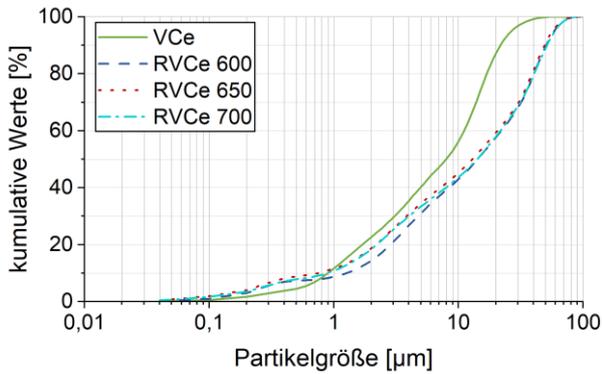


Abbildung 3 Partikelgrößenverteilung der untersuchten Zemente

Beides zeigt, dass das VCe-Pulver generell einen größeren Mahlfeinheit als RVCe-Pulver besitzt. Der Anteil der Feinstpartikel  $< 0,7 \mu\text{m}$  ist jedoch in RVCe-Pulvern höher, für RVCe 650 und 700 ist dies bereits für Partikel  $< 1 \mu\text{m}$  der Fall.

Tabelle 5 Partikelgröße  $D$  von 10 %, 50 %, 90 % der Partikel von VCe, RVCe 600, RVCe650 und RVCe 700

| Material | $D_{10}$<br>[ $\mu\text{m}$ ] | $D_{50}$<br>[ $\mu\text{m}$ ] | $D_{90}$<br>[ $\mu\text{m}$ ] |
|----------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| VCe      | 0,90                          | 7,97                          | 21,70                         |
| RVCe 600 | 1,27                          | 14,29                         | 50,53                         |
| RVCe 650 | 0,74                          | 12,99                         | 49,00                         |
| RVCe 700 | 0,88                          | 14,13                         | 51,27                         |

Die Auswertung der REM-Bilder zeigt deutliche Unterschiede zwischen VCe-Partikeln und RVCe-Partikeln. Wie in Abbildung 4 erkennbar, ist die Oberfläche von VCe-Partikeln überwiegend glatt, mit wenigen Poren. RVCe-Partikel dagegen besitzen eine sehr raue, unregelmäßige und poröse Oberfläche. Es ist davon auszugehen, dass die

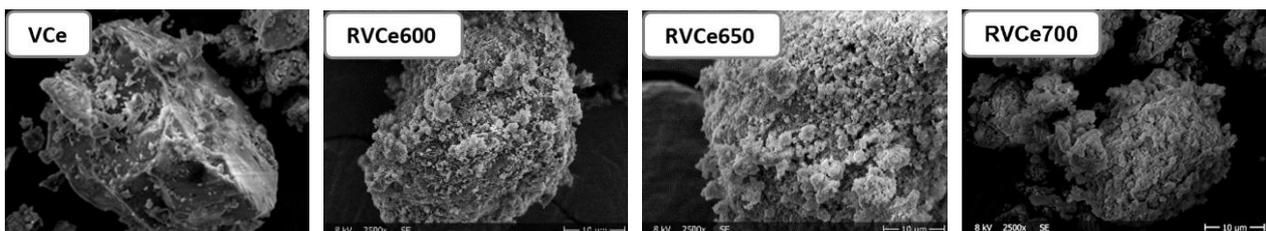


Abbildung 4 REM-Bilder von VCe, RVCe 600, RVCe 650 und RVCe 700 bei 2500-facher Vergrößerung; REM-Bild von VCe und RVCe 700 aufgenommen von Neshable Noel

spezifische Oberfläche reaktivierter Zemente größer ist als für VCe.

## 3.2 Auswertung der Rotations-Rheologie

### 3.2.1 Auswertung des Drehmoments

Die Ergebnisse der Rheometer-Messungen einschließlich Auswertung mittels Bingham-Analyse sind, wie in Kapitel 2.4.3 beschrieben, in Abbildung 5 dargestellt. Die ermittelten Werte für Fließgrenze  $T_0$  und Steigung der Geraden  $S$  werden in Abbildung 6 miteinander verglichen.

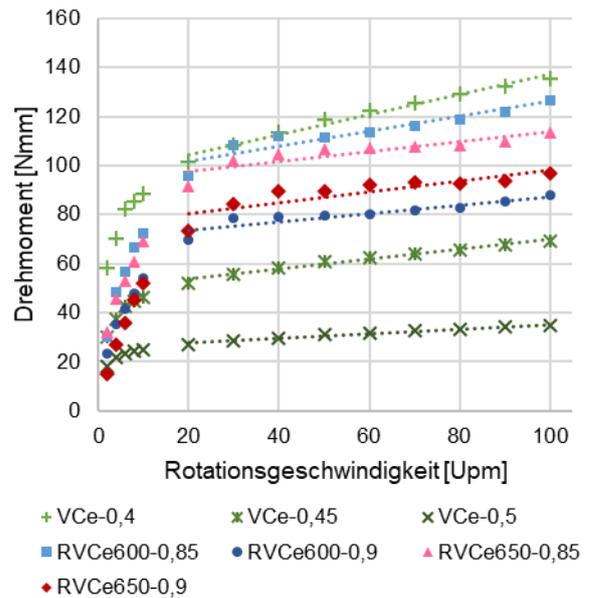


Abbildung 5 Fließkurven einschließlich Bingham-Geraden

Messungen, die mit Zementleimen aus RVCe 700 und einem  $w/z$ -Wert von 0,9 durchgeführt wurden, überstiegen innerhalb von ca. 20 s die Messgrenze von 200 Nmm, wodurch die Messung automatisch abgebrochen wurden, und das gleichbedeutend mit einem zu schnellen Ansteifen des Materials ist. Zwei der drei durchgeführten Versuche an Pasten aus RVCe 650 mit  $w/z = 0,85$  wurden negative Drehmomente gemessen, die nicht plausibel sind,

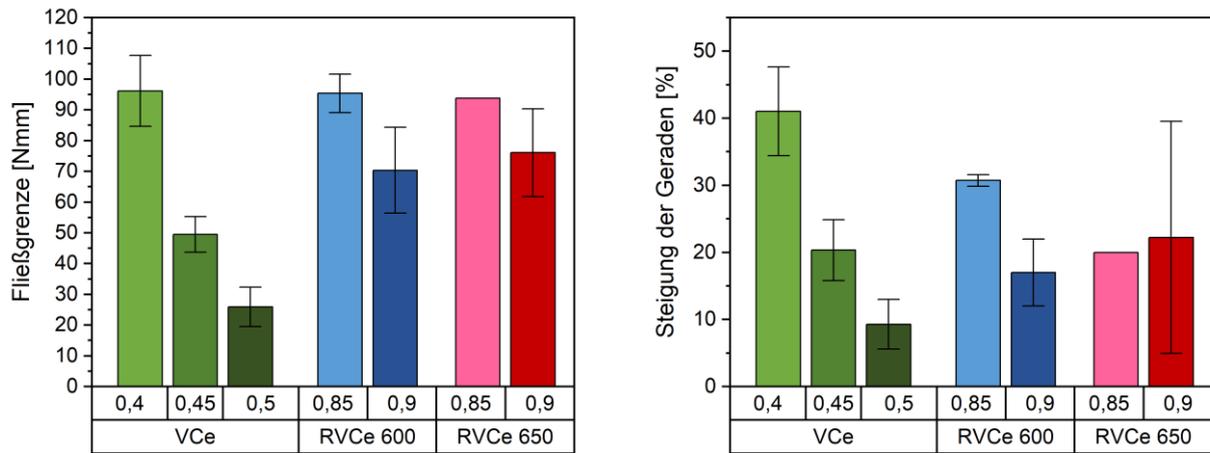


Abbildung 6 Fließgrenze T<sub>0</sub> (links) und Steigung S der Bingham-Geraden (rechts) einschließlich Standardabweichung

da dies einem Rückwärtslaufen des Messtopfes entsprechen würde. Wir gehen davon aus, dass aufgrund des schnellen Ansteifens des RVCe zu hohe Drehmomente aufgetreten sind, die wiederum zu Problemen mit der Kalibrierung des Motors geführt haben. Aufgrund der begrenzten Menge des hergestellten RVCe 650 waren weitere Versuche zu diesem Zeitpunkt nicht möglich.

Während der Durchführung aller Versuche mit RVCe-Leimen war zu beobachten, dass anders als bei VCe-Pasten das Material durch das schnelle Ansteifen nicht nachgeflossen ist und sich stattdessen eine Scherfuge gebildet hat, in der die Zementpaste weiterhin flüssig war. Die ermittelten Ergebnisse beziehen sich entsprechend ausschließlich auf die Scherfuge, deren Eigenschaften noch zu untersuchen sind. Der direkte Vergleich mit dem Fließverhalten der VCe-Pasten ist daher nicht sinnvoll. Der Einfluss der Reaktivierungstemperatur auf die ermittelte Fließgrenze und Viskosität kann jedoch qualitativ bewertet werden.

So hat für den geringeren w/z-Wert von 0,85 die Reaktivierungstemperatur wenig Einfluss auf die Fließgrenze T<sub>0</sub>, für den höheren w/z-Wert von 0,9 scheint die Fließgrenze mit der Reaktivierungstemperatur zuzunehmen. Unabhängig des Materials nimmt die Fließgrenze bei Erhöhung des Wasseranteils der Paste ab. Die ermittelten Werte für die Viskosität zeigen keine einheitlichen Ergebnisse. Bei Leimen aus RVCe 600 nimmt die Viskosität erwartungsgemäß wie bei VCe-Pasten, mit Erhöhung des w/z-Wertes ab. Die Viskosität von Leimen aus RVCe 650 scheint mit Erhöhung des w/z-Werts zuzunehmen, jedoch sind weitere Untersuchungen erforderlich, um dies zu bestätigen.

Als Grund für das schnelle Ansteifen der RVCe-Pasten sehen wir auf Basis der XRD- und REM-Ergebnisse ein Zusammenspiel zwischen dem Freikalkgehalt sowie der stark porösen und dadurch sehr großen Partikeloberfläche, die schnell große Mengen Wasser bindet.

### 3.2.2 Auswertung des Temperaturmessdaten

Die aufgezeichneten Temperaturdaten aller Versuche sind in Abbildung 7 dargestellt.

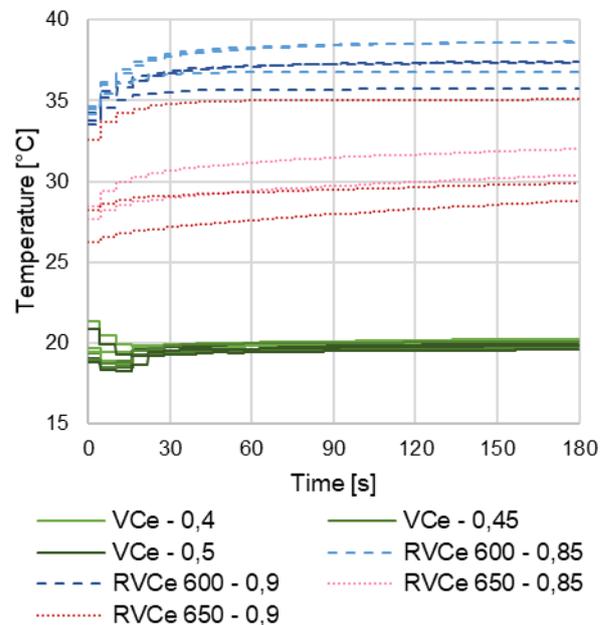


Abbildung 7 Temperaturverlauf der Messungen über die Zeit; VCe mit durchgängiger Linie; RVCe 600 mit gestrichelter Linie; RVCe 650 mit gepunkteter Linie. Je heller die Linie, desto höher ist der w/z-Wert

Es zeigt sich deutlich, dass die RVCe-Pasten bereits vor Beginn der Messung mehr Wärme freigesetzt haben als VCe-Pasten. Im Verlauf der Messung

stieg die Temperatur aller RVCe-Leime weiter an wohingegen die Temperatur der VCe-Leime nur langsam zunahm. Als Hauptursache für die hohen Starttemperaturen sehen wir die stark exotherme Reaktion von CaO mit Wasser. Da RVCe 650 mit 11 M.-% einen höheren CaO-Anteil hat als RVCe 600 mit 9 M.-% (s. Tabelle 4), jedoch die gemessenen Temperaturen niedriger sind, ist davon auszugehen, dass noch weitere frühe Reaktionen während der Rehydratation eine Rolle spielen.

### 3.3 Auswertung des Hägermann-Versuchs

Die ermittelten Ausbreitmaße aller Versuche sind in Abbildung 8 dargestellt. Es wird deutlich, dass RVCe-Pasten trotz des höheren w/z-Werts eine steifere Konsistenz aufweisen als Leime aus regulärem Zement. Ebenso zeigt sich, dass RVCe-Pasten mit Zunahme der Reaktivierungstemperatur schneller anstiffen, weshalb trotz gleicher, aufgebrachtener Belastung das Material weniger fließt. Aufgrund der Versuchsdurchführung nach Norm [22] ist eine direkte Korrelation mit der ermittelten Fließgrenze gemäß Roussel [23] nicht möglich.

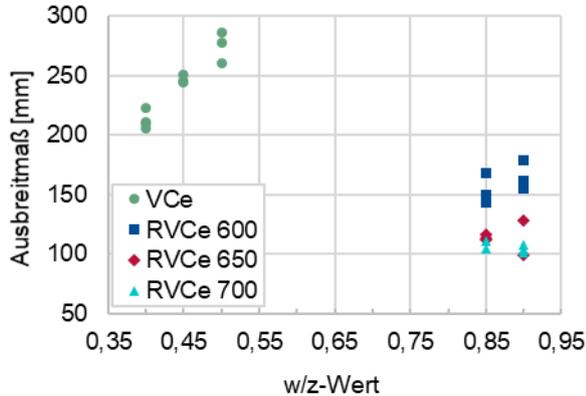


Abbildung 8 Ergebnisse des Ausbreitversuchs mit VCe- und RVCe-Pasten bei variierenden w/z-Werten

Durch die Beurteilung der ausgebreiteten Zementkegel (s. Abbildung 9) zusammen mit den ermittelten Ausbreitmaßen lässt sich auch eine Einordnung der Konsistenz in Anlehnung an die DIN EN 1015-6 [20] ableiten: Pasten aus den untersuchten w/z-Werten und RVCe 600 sind mit einem Ausbreitmaß zwischen 140 mm und 200 mm als plastisch einzuordnen, Pasten aus RVCe 650 und RVCe 700 mit Ausbreitmaßen < 140 mm als steif und VCe-Pasten mit Ausbreitmaßen > 200 mm sind weich.

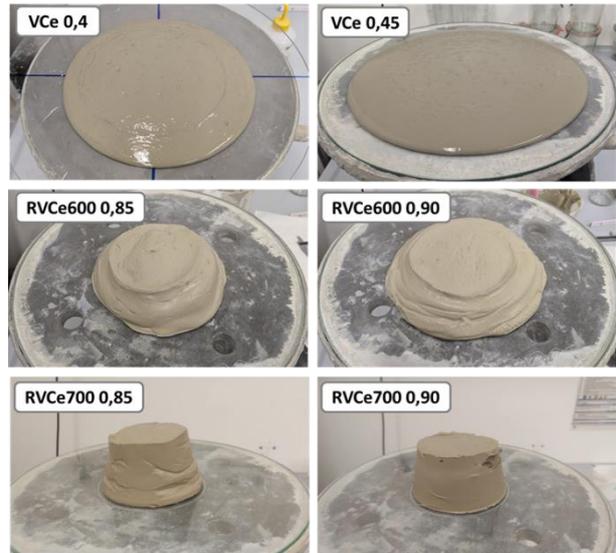


Abbildung 9 Ausgebreitete Zementkegel nach Durchführung des Hägermann-Versuchs

## 4 Zusammenfassung

Jede Reaktivierungstemperatur ergibt ein Material mit eigenen Eigenschaften, die einzeln untersucht werden müssen. Die Bestimmung des Ausbreitmaßes zeigt, dass reaktivierter Zement trotz höherer w/z-Werte deutlich weniger fließfähig ist als regulärer Portlandzement mit geringeren w/z-Werten. Durch die Erhöhung der Reaktivierungstemperatur erhöht sich bei höheren w/z-Werten die Fließgrenze und das Ausbreitmaß nimmt ab. Bei Erhöhung des w/z-Wertes nimmt bei VCe- und bei RVCe-Pasten die Fließgrenze ab und das Ausbreitmaß nimmt zu. Die Viskosität der Pasten hergestellt aus RVCe 600 nimmt erwartungsgemäß mit Erhöhung des Wasseranteils ab. Aus den experimentellen Ergebnissen für Pasten aus RVCe 650 lassen sich bislang keine genaueren Rückschlüsse über die Viskosität ziehen. RVCe setzt während der Hydratation mehr Wärme frei, was teilweise, aber nicht ausschließlich auf den CaO-Gehalt zurückzuführen ist.

Wir gehen davon aus, dass der CaO-Anteil im Zement, die unebene und dadurch sehr große Kornoberfläche sowie die Porosität der RVCe-Partikel zusammenspielen und das Fließverhalten der RVCe-Zemente bestimmen. Es wird deutlich, dass reaktivierter Zement ein kompliziertes Material ist und weitere Versuche für die Schaffung einer Datengrundlage erforderlich sind.

## 5 Literatur

- [1] US Geological Survey. (31. Januar, 2024). *Weltweite Produktion von Zement im Zeitraum von 1995 bis 2023 (in Milliarden Tonnen)* [Graph], In Statista, Zugriff am 26. Mai 2024, von <https://de.statista.com/statistik/daten/studie/1320914/umfrage/weltweite-produktion-von-zement/>
- [2] Xu, L., et al.: *A systematic review of factors affecting properties of thermal-activated recycled cement*, Resources, Conservation and Recycling, Vol. 185, 2022
- [3] Semugaza G. et al.: *Reactivation of hydrated cement powder by thermal treatment for partial replacement of ordinary Portland cement*, Materials and Structures, Vol. 56(3), 2023
- [4] Alonso, C., Fernandez, L.: *Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments*, Journal of Materials Science, Vol. 39(9), pp. 3015 – 3024, 2004
- [5] Noel, N., et al. (im Druck): *Chemical Transformations During the Preparation and Rehydration of Reactivated Virgin Cements*, Cement, 2024
- [6] Real, S., Carriço, A., Bogas, J. A., Guedes, M.: *Influence of the Treatment Temperature on the Microstructure and Hydration Behavior of Thermo-activated Recycled Cement*, Materials, Vol. 13(18), 2020
- [7] Shui, Z., Xuan, D., Chen, W., Yu, R., Zhang, R.: *Cementitious characteristics of hydrated cement paste subjected to various dehydration temperatures*, Construction and Building Materials, Vol. 23(1), pp. 531 – 537, 2009
- [8] Ma, X., Han, Z., Li, X.: *Reactivity of dehydrated cement paste from waste concrete subjected to heat treatment*, Proceedings of the Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italy, 28–30 June 2010
- [9] Xuan, D. X., Shui, Z. H.: *Rehydration activity of hydrated cement paste exposed to high temperature*, Fire and Materials, Vol. 35(7), pp. 481 – 490, 2011
- [10] Zhang, L., Ji, Y., Huang, G., Li, J., Hu, Y.: *Modification and enhancement of mechanical properties of dehydrated cement paste using ground granulated blast-furnace slag*, Construction and Building Materials, Vol. 164, pp. 525 – 534, 2018
- [11] Vyšvařil, M., Bayer, P., Chromá, M., Rovnaníková, P.: *Physico-mechanical and microstructural properties of rehydrated blended cement pastes*, Construction and Building Materials, Vol. 54, pp. 413 – 420, 2014
- [12] Gierth, A., Mielke, T., Lupascu, D. C.: *Fracture Toughness on Compact Tension Specimen as a Quality Parameter for Reactivated Cement*, Proceedings of HiPerMat 2024 6th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Building Materials for Sustainable Construction, Kassel, Deutschland, pp. 145 – 148, 2023
- [13] Haist M. et al.: *Interlaboratory study on rheological properties of cement pastes and reference substances: comparability of measurements performed with different rheometers and measurement geometries*, Material and Structures, Vol. 53(4), 2020
- [14] Thiedeitz et al. (2020): *Effect of Pre-Shear on Agglomeration and Rheological Parameters of Cement Paste*, Materials, Vol. 13, 2020
- [15] Gołaszewski, J., Cygan, G., Drewniok, M.: *The Influence of temperature on Thixotropic Behaviour of Cement Mortar*, Technical Transactions, Civil Engineering, Vol. 1-B(5), pp. 55 – 64, 2014
- [16] Mezger, T. G.: *Applied Rheology – With Joe Flow on Rheology Road*, 10. Auflage, Anton Paar GmbH, Graz, 2023
- [17] Zhang, J., Zhang, L., Xu, B., Yuan, J.: *Influences of Carbonated Recycled Concrete Fines on Cement Hydration*, Buildings, vol. 13(4), 2023
- [18] DIN EN 196-1:2016-11, *Prüfverfahren für Zement, Teil 1: Bestimmung der Festigkeit*; Deutsche Fassung EN 196-1:2016
- [19] DIN EN 12390-1:2021-09, *Prüfung von Festbeton – Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen*; Deutsche Fassung EN 12390-1:2021
- [20] DIN EN 1015-6:2007-05, *Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 6: Bestimmung der Rohdichte von Frischmörtel*; Deutsche Fassung EN 1015-6:1998+A1:2006
- [21] Gehm, L.: *Rheologie – praxisorientierte Grundlagen und Glossar*, Vincentz, Hannover, 1998
- [22] DIN EN 1015-3:2007-05, *Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Konsistenz von Frischmörtel (mit Ausbreittisch)*; Deutsche Fassung EN 1015-3:1999+A1:2004+A2:2006
- [23] Roussel, N., Stefani, C., Leroy, R.: *From mini-cone test to Abrams cone test: measurement of cement-based materials yield stress using slump tests*, Cement and Concrete Research, Vol. 35(5), pp. 817 – 822, 2005

# Bestimmung der Mindestbewehrung mittels verformungskompatiblen Ansatzes unter expliziter Berücksichtigung der Zwangsspannungen aus der Boden-Bauwerk-Interaktion bei massiven Wasserbauwerken

Julia Ober, Christina Krenn, Dirk Schlicke  
Institut für Betonbau, Technische Universität Graz

## KURZFASSUNG:

Der verformungskompatible Bemessungsansatz bietet die Möglichkeit, die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens inkl. vorhandener Verformungseinwirkung zu bestimmen. Dieses Vorgehen liefert adäquate Bewehrungsmengen auf Basis fundierter mechanischer Überlegungen und findet aktuell im Gelbdruck des BAW-Merkblattes „Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken“ Anwendung. Hierbei wird bereits die Überlagerung der erhärterungsbedingten Zwangbeanspruchung mit der aus der Umgebungstemperatur resultierenden Zwangsspannung im Nutzungszeitraum berücksichtigt. Für einen ganzheitlichen Ansatz fehlen jedoch noch die aus der Boden-Bauwerk-Interaktion resultierenden Zwangsspannungen. Im Zuge der Überarbeitung des Merkblattes wird die Möglichkeit geschaffen, die Boden-Bauwerk-Interaktion als zusätzliche Verformungseinwirkung im Bemessungsansatz zu berücksichtigen. Die Auswirkungen auf die erforderliche Mindestbewehrung sind mit jetzigem Zeitpunkt jedoch noch unklar.

Im Rahmen dieses Beitrags werden zunächst die Hintergründe zur Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion im Zuge der verformungskompatiblen Bemessung erläutert. In weiterer Folge werden unterschiedliche Bodenparameter in der Berechnung des Setzungsverhaltens gegenübergestellt und Auswirkungen auf die erforderliche Mindestbewehrung abgeleitet. In Summe bietet dieses Vorgehen die Möglichkeit, alle auftretenden Verformungseinwirkungen ganzheitlich zu erfassen und stellt somit einen einheitlichen Ansatz für die Bestimmung der Mindestbewehrung dar.

## 1 Einleitung

Massive Wasserbauwerke werden für eine Lebensdauer von einhundert und mehr Jahren dimensioniert. Die Dauerhaftigkeit der Konstruktion ist für eine reibungslose planmäßige Nutzung und geringe Lebenszykluskosten wesentlich. Zur Sicherstellung dieser ist neben dem Betonwiderstand gegen Umwelteinwirkungen (Frost- und Frosttausalz-Widerstand sowie Chlorideindringwiderstand, etc.) die Begrenzung der Rissbreite essenziell. Hierfür ist in allen Bereichen, in denen Zugspannungen erwartet werden, eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten notwendig. Diese Mindestbewehrung wird vor allem in Bereichen maßgebend, welche vornehmlich Verformungen erfahren, die sich nicht frei einstellen können. Diese aufgezwungenen Verformungen ergeben sich aus der Aufsum-

rierung der Dehnungseinwirkungen (üblicherweise infolge von Hydratationswärme, Umgebungstemperatur, Schwinden) über die Bauteil- bzw. Bauwerkklänge. Weitere Verformungen können infolge von Setzungen entlang des Bauwerks auftreten.

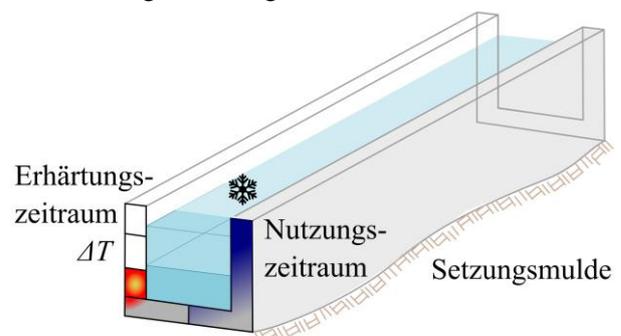


Abbildung 1 aufgezwungene Verformungen im Erhärungs- und Nutzungszeitraum am Beispiel einer Schleuse

Abbildung 1 zeigt am Beispiel einer Schleuse schematisch die auf ein massives Wasserbauwerk aufgezogenen Verformungen. Diese entstehen im Erhärtungszeitraum aus der sich entwickelnden Hydratationswärme separat für jeden einzelnen Betonierabschnitt. Im Nutzungszeitraum ergeben sie sich aus den Schwankungen der Umgebungstemperatur im Jahresverlauf sowie aus der Setzungsmulde.

Durch die teilweise bis vollständige Behinderung der Verformungseinwirkungen entstehen Zwangsspannungen, welche in weiterer Folge zur Rissbildung führen. Diese Rissbildung ist unabhängig von der Bewehrung und stellt sich in Abhängigkeit des Bauteiltyps und der Verformungseinwirkung ein, bspw. [1] bzw. [2]. Diese sogenannten Primärrisse entstehen allein aus den geometrischen Randbedingungen und erfassen die gesamte Zugzone des Bauteils. Im Einflussbereich der Primärrisse führt eine randnahe Bewehrungsanordnung zu weiteren Rissen, im Allgemeinen Sekundärrisse genannt. Diese entstehen im Einleitungsbereich der Bewehrung neben dem Primärriss und erfassen nicht die gesamte Zugzone des Bauteils. D.h. Sekundärrisse bilden sich bei einer geringen Kraft als der Risskraft des Gesamtquerschnitts.

Beginnend mit der Arbeit von [3] wurde das Bemessungsmodell zur Ermittlung der Mindestbewehrung auf Basis der Verformungskompatibilität entwickelt. Im Zuge der verformungskompatiblen Bemessung wird ausgehend von der aufzunehmenden Verformung je Primärriss die Anzahl der erforderlichen Sekundärrisse ermittelt, um die Rissbreite im Primärriss zu begrenzen. Die Arbeit von [4] erweiterte das Modell dahingehend, dass für die Bildung der Verformungskompatibilität auch die elastischen Verformungen des Betons berücksichtigt werden. Außerdem wird die Änderung des Behinderungsgrads bei Rissbildung berücksichtigt. Die Arbeit von [2] erweitert die Bemessung dahingehend, dass das tatsächliche Bauteilverhalten insbesondere im Hinblick auf den Einfluss des viskoelastischen Materialverhaltens und die geometrisch vorgegebene Rissbildung Berücksichtigung findet.

Für die Bemessung von massiven Wasserbauwerken wurden die BAW-Merkblätter „Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken“ (MFZ) [5] und „Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken“ (MRZ) [6]

verfasst. Mit der Überarbeitung des MRZ [7] wird zudem die Möglichkeit geschaffen, die Boden-Bauwerk-Interaktion als zusätzliche Verformungseinwirkung im Bemessungsansatz zu berücksichtigen. Es ist derzeit jedoch noch unklar, wie sich unterschiedliche Baugrundverhältnisse auf die letztendliche erforderliche Mindestbewehrung auswirken. Zur Untersuchung der aufgeworfenen Fragestellung wurden mittels einer Parameterstudie unterschiedliche Baugrundverhältnisse untersucht und deren Einfluss auf die Mindestbewehrung dargestellt. Im Detail wird zunächst der verformungskompatible Bemessungsansatz kurz erläutert. Im Anschluss wird auf die Ermittlung der Zwangsspannungen aus der Boden-Bauwerk-Interaktion eingegangen. Anhand eines Veranschaulichungsbeispiels werden die Auswirkungen unterschiedlicher Baugrundverhältnisse im Zuge einer Parameterstudie auf die erforderliche Mindestbewehrung untersucht und gegenübergestellt.

## 2 Methodik

### 2.1 Verformungskompatibler Bemessungsansatz für die Ermittlung der Mindestbewehrung

Abbildung 2 stellt den Bemessungsablauf zur Ermittlung der Mindestbewehrung schematisch dar.

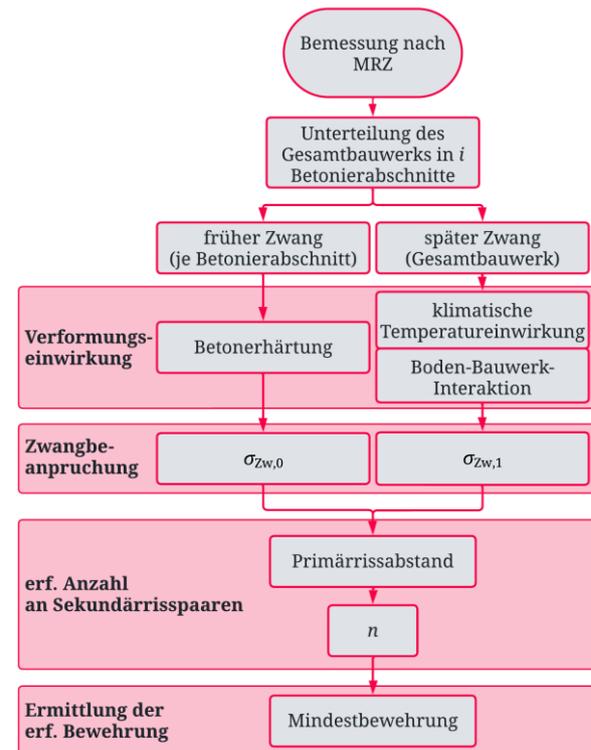


Abbildung 2 Ablaufdiagramm Bemessung nach MRZ

Die Ermittlung der Mindestbewehrung mit dem verformungskompatiblen Bemessungsansatz erfolgt am Gesamtbauwerk bestehend aus  $i$  Betonierabschnitten.

Zunächst werden die Verformungseinwirkungen und Zwangbeanspruchungen für den frühen Zwang separat für jeden Betonierabschnitt ermittelt. Im Gegensatz dazu werden die Verformungseinwirkungen und Zwangbeanspruchungen für den späten Zwang am Gesamtbauwerk bestimmt.

In Abhängigkeit des Bauteiltyps wird der geometrisch vorgegebene Primärrissabstand berechnet und somit die behinderte Verformungseinwirkung je Primärriss. Mithilfe der Verformungskompatibilität wird nun die erforderliche Anzahl an Sekundärrisspaaren bestimmt, um die behinderte Verformung aufzunehmen und die Rissbreite im Primärriss auf ein Rissbreitenkriterium zu begrenzen. In diesem Zusammenhang wird immer von Sekundärrisspaaren gesprochen, da auf beiden Seiten des Primärrisses Sekundärrisse entstehen können und diese somit den doppelten Beitrag für die Verformungskompatibilität leisten. Weiterhin werden die elastische Verformung im Beton mit dem Beiwert  $k_{BD}$  und die Änderung des Behinderungsgrads bei der Rissbildung mit dem Faktor  $a^{0,6}$  berücksichtigt. Nach [4] gilt allgemein:

$$n = 1,1 \cdot \left( \left( \frac{\sigma_{Zw,0}}{a^{0,6}} + \sigma_{Zw,1} \right) \frac{l_{cr}}{E_{cm} \cdot w_k} \cdot k_{BD} - 1 \right) \quad (1)$$

mit:  $k_{BD} = \begin{cases} 0,75; & \sigma_{Zw} < 2 \cdot f_{ctm} \\ 0,85; & \sigma_{Zw} \geq 2 \cdot f_{ctm} \end{cases}$

- $n$  Anzahl an Sekundärrisspaaren
- $\sigma_{Zw,0}$  Zwangspannung im Beton im Zustand I infolge Betonerhärtung
- $\sigma_{Zw,1}$  Zwangspannung im Beton im Zustand I im Nutzungszeitraum
- $l_{cr}$  geometrisch vorgegebener Primärrissabstand
- $E_{cm}$  mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
- $w_k$  Rissbreitenkriterium
- $k_{BD}$  Beiwert zur Berücksichtigung der elastischen Betondehnung zwischen den Rissen
- $a$  allgemeiner Behinderungsgrad ( $0,0 \leq a \leq 1,0$ )
- $f_{ctm}$  mittlere zentrische Betonzugfestigkeit

Die notwendige Mindestbewehrung zur Erzeugung der Sekundärrisse wird in Abhängigkeit der

erforderlichen Anzahl an Sekundärrisspaaren  $n$  nach [3] und [4] wie folgt ermittelt:

$$a_{s,erf} = \sqrt{\frac{d_s \cdot d_1^2 \cdot b^2 \cdot f_{ctm}}{w_k \cdot E_s} \cdot (0,5 + 0,34 \cdot n)} \quad (2)$$

- $a_{s,erf}$  erforderliche Mindestbewehrung
- $d_s$  Durchmesser der Bewehrung
- $d_1$  Abstand des Bewehrungsschwerpunkts vom Bauteilrand
- $b$  Breite des Querschnitts, in der Regel 1 m
- $f_{ctm}$  mittlere zentrische Betonzugfestigkeit
- $w_k$  Rissbreitenkriterium
- $E_s$  Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
- $n$  Anzahl an Sekundärrisspaaren

## 2.2 Ermittlung der Zwangspannung infolge Boden-Bauwerk-Interaktion

Die Setzungsmulde verursacht zusätzliche Verformungseinwirkungen, welche aufgrund der Verkrümmungsbehinderung des Gesamtbauwerks zu einer zusätzlichen Zwangbeanspruchung im jeweils zu betrachtenden Querschnitt führen. Zur Quantifizierung der Zwangbeanspruchung aus der Boden-Bauwerk-Interaktion ist somit zunächst die Geometrie der Setzungsmulde zu ermitteln.

Es gibt verschiedene Ansätze zur Bestimmung der Setzungsmulde. Zum einen gibt es den rein geotechnischen Ansatz mit sehr vereinfachten Tabellenwerten (bspw. [8] oder [9]) oder mittels hochwertiger Stoffgesetzen mit konstitutiven Modellen auf Basis der 3D-FEA. Zum anderen ermöglicht die Kombination von geotechnischen und baustatischen Analysen mit unterschiedlichen Modellierungsansätzen, wie dem Bettungsmodulverfahren oder dem linear-elastischen Halbraum, die Erfassung der Boden-Bauwerk-Interaktion in der Tragwerksplanung. Beim Bettungsmodulverfahren wird das Verhalten des Baugrunds durch nicht miteinander gekoppelte Federn in der Aufstandsfläche vereinfacht dargestellt. Die Federsteifigkeit ergibt sich dabei aus der Division der Bettungsspannung und der korrelierenden Setzung in der geotechnischen Berechnung [10]. Der linear-elastische Halbraum ist ein semi-analytisches Verfahren zur Darstellung des Baugrundverhaltens nach der Theorie des Steifemodulverfahrens. Nach den Prinzipien der Halbraumtheorie wird eine Steifigkeitsmatrix zur Darstellung der Bodenverformung abgeleitet und die Setzungen

durch Integration der Dehnungen über die für die Setzungen relevante Tiefe bestimmt [11].

Eine unkonventionelle Methode für die Erfassung der Interaktion zwischen Boden und Bauwerk wurde in [12] für eine realistische Berücksichtigung der Bodenverformung in der Tragwerksplanung vorgeschlagen. Bei dieser Vorgehensweise wird die prognostizierte Setzungsmulde aus der geotechnischen Analyse über aufgezwungene Verschiebungen als unabhängiger Lastfall direkt in der statischen Analyse übernommen.

Für die Bestimmung der Mindestbewehrung mittels verformungskompatiblen Ansatzes werden auf Grundlage der ermittelten Setzungsmulde Bereiche mit Mulden- bzw. Sattellagerung entlang des Bauteils zugewiesen. Durch die vollständige Verkrümmungsbehinderung des Bauwerks führt die Muldenlagerung zu einer Zugspannung an der Bauwerksunterseite. Im Gegensatz dazu führt die Sattellagerung zu einer Zugspannung an Bauwerksoberseite. Diese unterschiedlichen Spannungszustände in den jeweiligen Bereichen können im verformungskompatiblen Bemessungsansatz im Nutzungszeitraum vereinfacht durch Überlagerung mit den klimatischen Einwirkungen berücksichtigt werden. Diese Vorgehensweise ist zulässig, da die Spannungen aus der Boden-Bauwerk-Interaktion denselben Nulldurchgang wie jene aus der klimatischen Einwirkung (bei linearer Annahme des Temperaturgradienten) besitzen. Die Überlagerungsvorschriften bezogen auf die Lagerung und die klimatische Einwirkung im Winter bzw. Sommer sind in Abbildung 3 dargestellt.

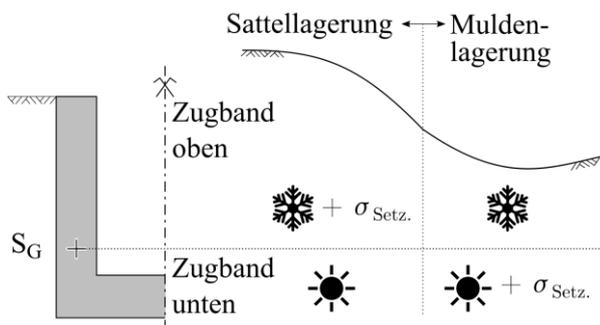


Abbildung 3 Überlagerungsvorschriften für klimatische Einwirkungen und Boden-Bauwerk-Interaktion

### 2.3 Veranschaulichungsbeispiel

Die theoretischen Erläuterungen sollen mit dem nachfolgenden Beispiel veranschaulicht werden.

Hierbei handelt es sich um eine monolithische Schleuse mit 140 m langer Kammer und zwei Häuptern an den Enden. Die Längsabmessungen und der Querschnitt sind in Abbildung 4 dargestellt. Die Betonierabschnittshöhe der Wand ist mit 5 m definiert.

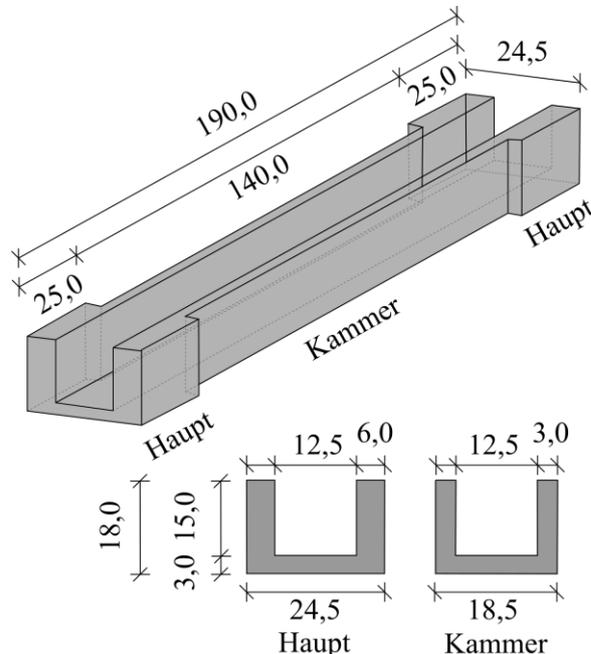


Abbildung 4 Veranschaulichungsbeispiel: monolithische Schleuse (Maße in m)

Die Betongüte C25/30 wird sowohl für die Bodenplatte als auch für die Wand verwendet. Die relevanten Materialeingangsgrößen sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1 Materialeingangsgrößen für Festigkeitsklasse C25/30

| Kurzbegriff                  | Materialeingangsgröße                                   |                              |
|------------------------------|---|------------------------------|
| $\Delta T_{\text{adiab},7d}$ | adiabatische Temperaturerhöhung des Betons nach 7 Tagen | Bodenpl.: 36 K<br>Wand: 43 K |
| $\alpha_T$                   | Wärmeausdehnungskoeffizient                             | $10^{-5} \text{ K}^{-1}$     |
| $f_{\text{ctm}}$             | mittlere zentrische Betonzugfestigkeit                  | 2,60 MPa                     |
| $E_{\text{cm}}$              | mittlerer Elastizitätsmodul des Betons                  | 31000 MPa                    |

Als Bewehrung wird ein B500B gewählt und eine Betondeckung von  $c_{\text{nom}} = 60 \text{ mm}$  vorgesehen. Für die Bemessung wird zunächst der Stabdurchmesser der Bewehrung mit  $d_s = 25 \text{ mm}$  festgelegt und ein Rissbreitenkriterium von  $w_k = 0,25 \text{ mm}$  zugrunde gelegt.

## 2.4 Parameterstudie zu den Bodenkennwerten

Im Rahmen dieses Beitrags werden drei repräsentative Bodentypen untersucht, um den Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion auf die erforderliche Mindestbewehrung gemäß der Rissbreitenbegrenzung zu analysieren. In Tabelle 2 sind die verwendeten Bodenkennwerte für die bindigen und nicht-bindigen Böden nach [13] angeführt.

**Tabelle 2 Bodensparameter nach [13]**

| Kurzbegriff                 | Sand, mittel         | Sand, dicht          | Ton                  |
|-----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| $E_{oed}^{ref} = E_s^{ref}$ | 30000 kPa            | 50000 kPa            | 5000 kPa             |
| $\varphi$                   | 32,5 °               | 35,0 °               | 22,5 °               |
| $c$                         | 0 kPa                | 0 kPa                | 5 kPa                |
| $p^{ref}$                   | 100 kPa              | 100 kPa              | 100 kPa              |
| $\gamma$                    | 18 kN/m <sup>3</sup> | 19 kN/m <sup>3</sup> | 19 kN/m <sup>3</sup> |
| $\gamma_{sat}$              | 20 kN/m <sup>3</sup> | 21 kN/m <sup>3</sup> | 19 kN/m <sup>3</sup> |

Der Grundwasserspiegel liegt für allen drei Bodenmodelle mit 5,0 m unter der Schleusenoberkante. Die Geländeoberkante befindet sich an der Oberkante der Schleuse.

Zur Berechnung der Zwangsspannungen im Querschnitt infolge der Setzungsverformung wird vereinfacht der linear-elastische Halbraum verwendet. Dabei werden die Steifemodule  $E_S$  nach Tabelle 2 angesetzt und entsprechend der Hauptspannung  $\sigma_1$  über die Tiefe gesteigert. Für die nichtbindigen Böden (mitteldichter Sand und dichter Sand) nimmt der Verlauf des Steifemoduls parabolisch in Abhängigkeit der Hauptspannung  $\sigma_1$  über die Tiefe zu, für den bindigen Boden (Ton) nimmt der Steifemodulverlauf linear über die Baugrunttiefe zu. Die Modelltiefe wird mit 80,0 m gewählt.

## 3 Ergebnisse

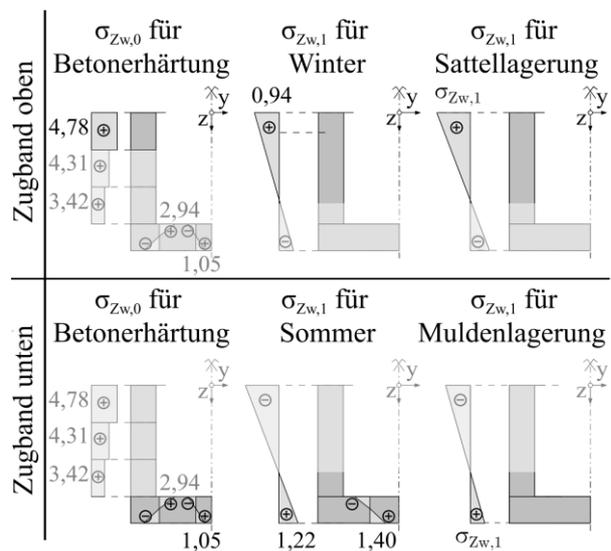
### 3.1 Zwangsspannungen im Zustand I

Die Grundlage für die verformungskompatible Berechnung der Mindestbewehrung bilden die aus der Verformungseinwirkung ermittelten Zwangsspannungen im Zustand I. Diese wurden nach [7] bestimmt und sind in Abbildung 5 für das Veranschaulichungsbeispiel für den frühen Zwang  $\sigma_{Zw,0}$  und für den späten Zwang  $\sigma_{Zw,1}$  getrennt dargestellt.

Im Detail wurden zunächst die Verformungseinwirkungen und Zwangbeanspruchungen für den frühen Zwang separat für jeden Betonierabschnitt ermittelt. Hierfür bietet das MRZ [7] in Abhängigkeit der

adiabatischen Temperaturerhöhung des Betons nach sieben Tagen Gleichungen zur Bestimmung der äquivalenten Temperatureinwirkung infolge der Betonerhärtung. Diese äquivalente Temperatureinwirkung gibt die aus dem Erhärtungsprozess resultierende spannungswirksame Verformungseinwirkung bezogen auf einen Elastizitätsmodul nach 28 Tagen wieder. Die Bodenplatte erfährt hierbei infolge der Betonerhärtung Biegezwang. In den Wandabschnitten entsteht eine zentrische Zwangsspannung, durch die Interaktion mit den vorangegangenen Betonierabschnitten und der vollständigen Verkrümmungsbehinderung.

Die aus dem Jahresgang der Umgebungstemperatur resultierenden Verformungseinwirkungen sind über die Höhe linear veränderlich. Beispielsweise ist das Bauwerk im Winter an der Oberseite kühler als an der Unterseite. Durch diese Temperaturgradienten möchte sich das gesamte Bauwerk aufschüsseln, jedoch wird dieses Verformungsbestreben durch die Aktivierung des Eigengewichts behindert. Hieraus resultieren für diesen Fall Zugspannungen an der Oberseite des Bauwerks. Im Sommer verhält sich das Bauwerk genau gegenteilig, wodurch an der Unterseite Zugspannungen entstehen.



**Abbildung 5 Zwangsspannungen im Zustand I infolge Betonerhärtung  $\sigma_{Zw,0}$  und im Nutzungszeitraum  $\sigma_{Zw,1}$  in MPa**

Die Unterteilung in Abbildung 5 in Zugband unten und Zugband oben zeigt die günstige bzw. ungünstige Wirkung der jeweiligen Verformungseinwirkungen aus dem Nutzungszeitraum. So verursachen die klimatischen Einwirkungen im Sommer in

Kombination mit der Muldenlagerung Zugspannungen an der Unterseite. Demgegenüber besitzen die klimatischen Einwirkungen im Winter plus Sattellagerung den gegenteiligen Effekt und verursachen Zugspannungen an der Oberseite.

Aus der Setzungsmulde ergeben sich die Zwangsspannungen für die Mulden- bzw. Sattellagerung in Abhängigkeit der unterschiedlichen Bodenparameter. Diese sind in Tabelle 3 zusammengefasst.

**Tabelle 3 Spannungen aus der Boden-Bauwerk-Interaktion in MPa**

| Spannung        | Lagerung       | Sand, mittel | Sand, dicht | Ton   |
|-----------------|----------------|--------------|-------------|-------|
| $\sigma_{Zw,1}$ | Muldenlagerung | 0,270        | 0,299       | 0,220 |
| $\sigma_{Zw,1}$ | Sattellagerung | 1,637        | 1,493       | 1,876 |

### 3.2 Mindestbewehrung

Die Berechnung der Mindestbewehrung erfolgt im vorliegenden Beitrag nur für die Zugbänder an Unter- und Oberseite. Alle weiteren Positionen der Mindestbewehrung werden in diesem Beitrag nicht weiterverfolgt, da hier der Fokus auf dem Einfluss der Boden-Bauwerk-Interaktion auf die erforderliche Mindestbewehrung liegt und das Bemessungsmodell die Aufnahme dieser Zwangbeanspruchung mit je einem Zugband unten und oben vorsieht. Alle weiteren Positionen werden durch die zusätzliche Verformungseinwirkung aus der Setzungsmulde nicht angesprochen.

Die Berechnung der Mindestbewehrung für die Zugbänder an Unter- und Oberseite erfolgt für vier unterschiedliche Varianten:

- VAR 1: ohne Spannungen aus Setzung
- VAR 2: mitteldichter Sand
- VAR 3: dichter Sand
- VAR 4: Ton

Zuerst wird nach Gl. (1) die erforderliche Anzahl an Sekundärrisspaaren berechnet. Die Zwangsspannung im Zustand I ermittelt sich hierbei aus der Summe des frühen Zwangs und der maßgebenden Einwirkung aus dem späten Zwang, siehe dazu Abbildung 5. Der zu berücksichtigende Primärrissabstand ergibt sich nach [7] für das Zugband unten aus dem Rissabstand der Bodenplatte mit  $l_{cr} = 10,2$  m und für das Zugband oben aus dem Rissabstand des 3. Betonierabschnitts der Wand mit  $l_{cr} = 6,0$  m. Für den Nutzungszeitraum ist, wie bereits erwähnt, von

einer vollständigen Verkrümmungsbehinderung auszugehen und somit ist der allgemeine Behinderungsgrad  $a = 1,0$  anzusetzen.

Im nächsten Schritt erfolgt die Berechnung der erforderlichen Mindestbewehrung nach Gl. (2).

In Tabelle 4 werden die Ergebnisse für die untersuchten Varianten gegenübergestellt.

**Tabelle 4 Erforderliche Mindestbewehrung in  $\text{cm}^2/\text{m}$  für unterschiedliche Bodenkennwerte**

| Klasse        | VAR 1 | VAR 2 | VAR 3 | VAR 4 |
|---------------|-------|-------|-------|-------|
| Zugband unten | 31,77 | 32,82 | 32,93 | 32,63 |
| Zugband oben  | 32,38 | 36,38 | 36,05 | 36,93 |

Die Ergebnisse zeigen, dass sich die erforderliche Bewehrungsmenge für alle drei Varianten an Bodenkennwerten (VAR 2 – VAR 4) im Vergleich zur Berechnung ohne Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion (VAR 1) vergrößert. Die Bandbreite, in der sich die erforderliche Bewehrungsmenge zwischen den verschiedenen Böden verändert, ist jedoch gering.

Erst die in weiterer Folge vorgenommene Wahl einer erforderlichen Bewehrungskonfiguration beeinflusst die letztendlich anzuordnende Bewehrung im vorliegenden Beispiel nennenswert. Bspw. reicht für die VAR 1 und VAR 4 für das Zugband unten  $\varnothing 25 / 15$  cm ( $a_{s,prov} = 32,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Im Gegensatz dazu erfordern VAR 2 und VAR 3  $\varnothing 28 / 15$  cm ( $a_{s,prov} = 41,05 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

## 4 Diskussion und Zusammenfassung

Die Ergebnisse zeigen, dass die zusätzlichen Zwangsspannungen aus der Boden-Bauwerk-Interaktion die Verformungseinwirkung und somit auch die erforderliche Mindestbewehrung vergrößern. Jedoch führt diese Zunahme der Verformungseinwirkung für die betrachtete Bandbreite an Bodenkennwerten im vorliegenden Beispiel nicht zu signifikanten Schwankungen der erforderlichen Bewehrungsmenge.

Der verformungskompatible Bemessungsansatz bietet erstmals eine Lösung, um die erforderliche Mindestbewehrung infolge frühen und späten Zwangs gesamtheitlich zu erfassen. Die Berechnungen zeigen zwar keine große Streuung der

erforderlichen Bewehrungsmenge, jedoch liefert das Berechnungsmodell eine prüfbare Lösung mit mechanisch konsistentem Hintergrund.

## 5 Danksagung

An dieser Stelle sei dem Referat Massivbau der Bundesanstalt für Wasserbau für die gute Zusammenarbeit in den vorangegangenen Forschungsprojekten gedankt.

## 6 Literatur

- [1] Rostásy, F. S., Henning, W.: *Zwang und Rißbildung in Wänden auf Fundamenten*, DAfStb Heft 407, Beuth-Verlag, Berlin, 1990
- [2] Schlicke, D.: *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton*, 2. Überarbeitete Auflage, Verlag der TU Graz, Graz, 2016
- [3] Bödefeld, J.: *Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme*, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 92, Karlsruhe, 2010
- [4] Turner, K.: *Ganzheitliche Betrachtung zur Ermittlung der Mindestbewehrung für fugenlose Wasserbauwerke*, Dissertation, Technische Universität Graz, Graz, Institut für Betonbau, 2017
- [5] BAW Merkblatt *Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ)*, Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Massivbau, Karlsruhe, 2011
- [6] BAW Merkblatt (Gelbdruck) *Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken (MRZ)*, Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Massivbau, Karlsruhe, 2019
- [7] BAW Merkblatt *Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken (MRZ)*, Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Massivbau, Karlsruhe, unveröffentlicht, 2024
- [8] Steinbrenner, W.: *Tafeln zur Setzungsberechnung*, Die Straße, Heft 1, 1934
- [9] Kany, M.: *Berechnung von Flachgründungen*, W. Ernst u. Sohn, Berlin, 1974
- [10] Winkler, E.: *Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieure, Maschinenbauer, Architekten, etc.*, Verlag von H. Dominicus, Prag, 1867
- [11] Bellmann, J., Katz, C.: *Bauwerk-Boden-Wechselwirkungen*, 3. FEM-Tagung Darmstadt, TH Darmstadt, 1994
- [12] Schlicke, D., Tschuchnigg, F., Fischnaller, H., Pfaff, K.: *Statische Analyse und Bemessung von Gebäuden mittels 3D-Gesamtmodellen*, In: Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.: *Beton-Kalender 2024*, Kap. VIII, pp. 505–571. Ernst und Sohn GmbH, 2023
- [13] Kuntsche, K., Richter, S.: *Geotechnik- Erkunden – Untersuchen – Berechnen – Ausführen – Messen*, Springer Vieweg, Wiesbaden, 2021

Bestimmung der Mindestbewehrung mittels verformungskompatiblen Ansatzes unter expliziter Berücksichtigung der Zwangsspannungen aus der Boden-Bauwerk-Interaktion bei massiven Wasserbauwerken

# Berücksichtigung des konstruktiven Betonbaus bei der Bemessung, dem Entwurf und der Nachrechnung geotechnischer Bauwerke

Hans-Peter Daxer, Matthias J. Rebhan, Johannes Leo, Haris Felic, Franz Tschuchnigg  
*Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Technische Universität Graz, AUT*

Julia Ober, Dirk Schlicke  
*Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, AUT*

## KURZFASSUNG:

Die Wahl geeigneter Stoffmodelle für Böden und der damit verbundenen Parameter ist bei der Betrachtung geotechnischer Bauwerke wesentlich. Damit soll deren Verhalten möglichst realitätsnah abgebildet, eine ausreichende Zuverlässigkeit gewährleistet und zudem auch den Anforderungen an eine nachhaltige und wirtschaftliche Ausführung Rechnung getragen werden. Während im Hoch- und Brückenbau bei der konstruktiven Betrachtung belastungsbedingte Effekte gemeinsam mit Temperatur- und Langzeitauswirkungen berücksichtigt werden, findet dies in der Geotechnik im Regelfall nicht statt. Vor allem bei komplexeren Bauwerken bzw. auch bei (vermehrt erforderlichen) Nachrechnungen von Bestandsbauwerken kann dies jedoch essenziell sein, um das Tragverhalten realitätsnah abzubilden. Anhand einer Reihe von Beispielen soll nachfolgend aufgezeigt werden, wie eine Interaktion von konstruktiven und geotechnischen Randbedingungen bei der rechnerischen Betrachtung berücksichtigt werden kann. Vor allem soll veranschaulicht werden, welche Möglichkeiten und Auswirkungen sich daraus ergeben, aber auch, wie eine möglichst realitätsnahe Abbildung des Bauwerkes sinnvoll und nachvollziehbar ermöglicht werden kann.

## 1 Das Drama mit dem Stahlbeton vs. das Dilemma des Bettungsmoduls

Tensegrity [1] – also ein stabiles Stabwerk, welches nur durch Seile (als Zugelemente) miteinander verbunden ist – stellt zwar eine interessante ingenieurtechnische Lösung zur Lastweiterleitung dar, eine Ableitung der Lasten in den Untergrund ist jedoch auch bei derartigen Konstruktionen unerlässlich.

Alle Konstruktionen, sowohl im Hoch- und Industriebau als auch in der Geotechnik, stehen mit dem Untergrund in Interaktion. Diese Interaktion beschränkt sich bei flachgegründeten und tiefgegründeten Bauwerken auf die Lasteinleitung aus den Bauwerken in den Untergrund. Bei geotechnischen Bauwerken und Konstruktionen, wie beispielsweise Stützbauwerken oder Brückenwiderlagern, wird der Untergrund ebenfalls für die Lasteinleitung (Fundierung) herangezogen. Zusätzlich muss dabei die

Reaktion des Untergrundes beachtet werden und resultierende Einwirkungen (Erddruck) bzw. Widerstände (Erdwiderlager) berücksichtigt werden.

Aus dieser Interaktion zwischen den konstruktiven Bauteilen (meist Stahlbeton) und dem Untergrund ergeben sich eine Reihe von Anforderungen und Randbedingungen. Diese können durch verschiedene Methoden in der Bemessung, dem Entwurf, aber auch der Nachrechnung Berücksichtigung finden, um das Zusammenspiel zwischen einem Bauwerk und dem Untergrund abzubilden. Die Bandbreite kann dabei von einfachen analytischen Modellen bis hin zu hochwertigen numerischen Abbildungen reichen, um einen der Aufgabenstellung entsprechenden Detaillierungsgrad zu gewährleisten. Neben “rudimentären” Abschätzungen und Näherungen soll so auch das reale Verhalten eines Bauwerkes in Interaktion mit dem Untergrund abgebildet werden.

## 2 Analytische Berücksichtigung des Verhaltens von Stahlbeton bei geotechnischen Nachweisen

Analytische Betrachtungen stellen sowohl in der Geotechnik als auch im konstruktiven Ingenieurbau eine etablierte und anerkannte Methode zur Nachweisführung dar. Während in der Geotechnik beispielsweise das Lamellenverfahren zur Betrachtung der Gesamtstandsicherheit [2] angewendet werden, kommen bei der Bemessung von Tragwerken oftmals Stabwerksysteme zum Einsatz, um Schnittkräfte aber auch Verformungen zu ermitteln. Bezüglich der Tragwerksbemessung werden so zum einen die für die Tragfähigkeit (ULS – z.B. Biegebemessung) aber auch die Gebrauchstauglichkeit (SLS – z.B. Durchbiegungen) erforderlichen Nachweise ermöglicht.

Eine der vermeintlich einfachsten Interaktionen zwischen der Geotechnik und dem konstruktiven Ingenieurbau, bei welcher eine derartige Nachweisführung erforderlich ist, stellt eine Winkelstützmauer, genauer definiert, dass aufgehende Mauerwerk dieser Konstruktion dar. In Abbildung 1 (links) sind hierzu ein statisches System in Form eines Kragarmes und die schematischen Biegemomentenverläufe zufolge unterschiedlicher

Erddruckbelastungen (aktiver Erddruck  $E_a$ , erhöhter aktiver Erddruck  $E_{50/50}$ , Erdruhedruck  $E_0$ ) dargestellt. Ebenfalls ist hier der Verlauf des Rissmomentes  $M_{cr}$  für den Querschnitt gekennzeichnet, welcher die ungerissenen ( $EI_{t=\infty}^I$ ) und gerissenen ( $EI_{t=\infty}^{II}$ ) Bereiche entlang des Stabes definiert.

Wird der Einfluss der Steifigkeitsreduktion nun in der Berechnung der Verformungen berücksichtigt, wie in Abbildung 1 (rechts) zu erkennen, so zeigt sich, dass dabei deutlich höhere Verformungen (durch die Berücksichtigung der geringeren Steifigkeiten zufolge der Rissbildung des Betons) als bei Nichtberücksichtigung (Abbildung 1 Mitte) resultieren.

Für den hier dargestellten Fall einer 5,50 m hohen Wand, einer Erddruckbelastung von 27,15 kN/m ( $E_a$ ) bis 51,55 kN/m ( $E_0$ ), einer Höhe des Querschnittes von 60 cm (C25/30) und einem Bewehrungsgrad  $\rho$  von 6,30 ‰ ergibt sich zufolge Kriecheffekten und unter Beachtung des Tension Stiffening [3] eine Reduktion der Steifigkeiten von 2/3. Zuzufolge der Erddruckbelastung ergibt sich eine Höhe des gerissenen Bereiches entlang des Stabes ( $h_{cr}$  in Abbildung 1 links) von 0,40 m ( $E_a$ ) bis 1,40 m ( $E_0$ ), in welchem die reduzierten Steifigkeiten anzusetzen sind.

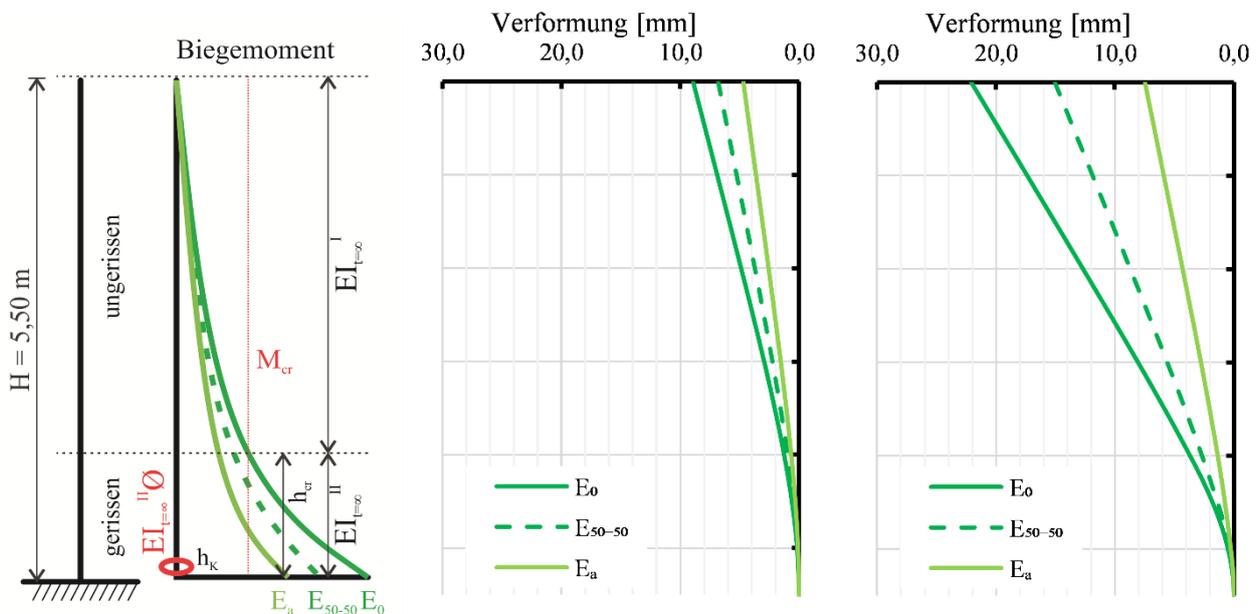


Abbildung 1 Analytische Betrachtung Winkelstützmauer, links: statisches System inkl. Biegemomentenbeanspruchung aus unterschiedlichen Erddrücken, Mitte: Verformungen ohne Steifigkeitseinfluss des Betons, rechts: Verformungen mit Steifigkeitseinfluss des Betons [4]

Daraus folgend resultiert, wie in Abbildung 1 (Mitte und rechts) dargestellt, eine Verdopplung der Verformungen am Kopf der betrachteten Winkelstützmauer. Neben einer zutreffenderen Abschätzung der Verformungen, um den Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit Genüge zu tun, sind derartige Kenngrößen vor allem dann essenziell, wenn beispielsweise die Grenzwerte eines Monitorings oder auch die Erfassung von Schadensbildern (z.B. Bewehrungskorrosion in der Anschlussfuge vgl. [4]) untersucht bzw. erfasst werden sollen.

Mit derart einfachen Systemen, welche neben der Abbildung der Beanspruchung auch die Implementierung von Schäden an der Struktur sowie die Auswirkungen von Temperatureinwirkungen erfassen können, ist eine relativ einfache und nachvollziehbare Abbildung der Interaktion zwischen der Geotechnik – in diesem Fall dem einwirkenden Erddruck – und dem konstruktiven Ingenieurbau – durch die Einbindung der zeitlichen und lastbedingten Effekte des Stahlbetonbaues – möglich.

### 3 Bettungsmodul und elastischer Halbraum

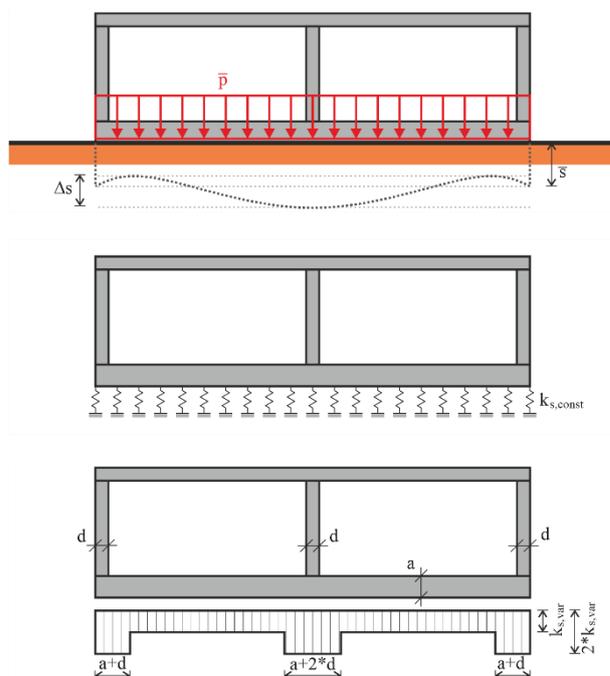
Neben dem Erddruck als eine Belastungsgröße stellt der Boden zudem die Interaktionsfläche zur Lasteinleitung aus dem Bauwerk in den Untergrund dar. Hierzu sind eine Reihe von Möglichkeiten vorhanden, wie die Steifigkeit und die Verformung des Untergrundes bei der Ermittlung der Schnittkräfte des Bauwerkes berücksichtigt werden können. Diese reichen von der Approximation des Verhaltens durch linear elastische Federn (Bettungsmodul) bis hin zur (numerischen) Abbildung des elastischen Halbraums sowie der Verwendung von Finite Elemente Analysen mit hochwertigen Stoffmodellen.

Bei der Verwendung von Federn in Form eines Bettungsmoduls und der damit verbundenen elastischen Bettung der Platte (bzw. des Stabes) ist hier vorab eine Setzungsberechnung zu Folge der wirkenden Belastungen erforderlich. Wie in Abbildung 2 (oben) dargestellt, resultiert die Setzungsmulde aus dem vorhandenen Lastbild und den geometrischen Randbedingungen. Im konkreten Fall wird die Steifigkeit der Bodenplatte als auch des Überbaus berücksichtigt. Letztere wird im geotechnischen Modell häufig vernachlässigt [5]. Dabei kann zum einen die mittlere Setzung bzw. die

variable Setzung ( $\bar{s}$  bzw.  $\Delta s$  in Abbildung 2 oben) und die mittlere Belastung ( $\bar{p}$  in Abbildung 2 oben) zur Bestimmung der Federsteifigkeiten verwendet werden. Diese können dabei mit dem in Formel (1) gegebenen Zusammenhang jeweils für  $\bar{s}$  und  $\Delta s$  ermittelt werden, um anschließend im Modell, wie in Abbildung 2 (Mitte bzw. unten) dargestellt, Berücksichtigung zu finden und somit den Untergrund bei der Ermittlung der Schnittkräfte in der Bodenplatte – sowie den restlichen Bauteilen des Baukörpers – näherungsweise miteinzubeziehen.

$$k_s = \bar{p}/s_i \quad (1)$$

Dabei kann zum einen eine konstante Bettung der Bodenplatte (vgl. Abbildung 2 Mitte) herangezogen werden. Diese Methode stellt die einfachste Art dar, um den Untergrund mitabzubilden. Diese Approximation entspricht keineswegs der zu erwartenden Setzungsmulde in der Realität, siehe auch [5]. An dieser Stelle soll auch festgehalten werden, dass der Bettungsmodul keine physikalische Eigenschaft des Baugrundes ist, sondern eine Rechengröße, um die Setzungsmulde für eine gegebene (setzungsrelevante) Belastungssituation zu berücksichtigen.



**Abbildung 2** Beispielhafte Methoden zur Berücksichtigung des Untergrundes bei der Bemessung einer Bodenplatte, oben: schematische Setzungsmulde, Mitte: Bettungsmodul gleichmäßig, unten: Bettungsmodul mit Berücksichtigung der Steifigkeiten des Oberbaus

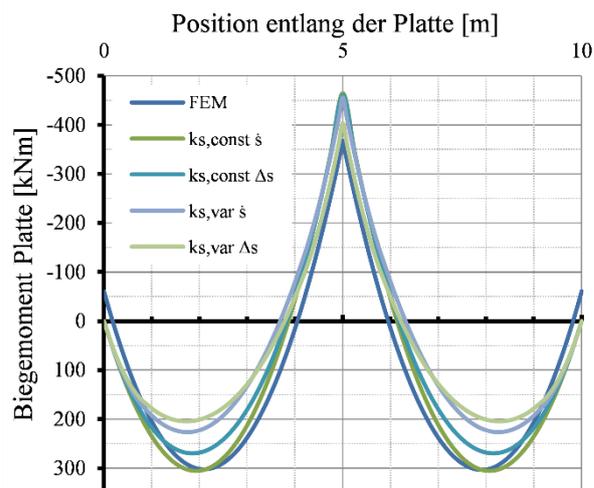
Im Gegensatz hierzu kann durch eine aufgeteilte Anordnung der Bettung, wie in Abbildung 2 (unten) dargestellt, der Verlauf der Setzungsmulde realistischer abgebildet werden. Vorgaben hierzu, wie in [6] und [7] gegeben, lassen hier eine sehr nachvollziehbare und einfach vorzunehmende Abbildung des Untergrundes zu. Die horizontale Boden-Bauwerks-Interaktion wird mittels vertikaler Bettung jedoch nicht berücksichtigt [5].

Problematisch ist hier jedoch, dass bei dieser Art der punktwisen Approximation der Abbildung des Untergrundes jeweils nur ein (spezieller) Belastungszustand abgebildet werden kann. Um Tragsicherheitsnachweise (ULS) und Gebrauchstauglichkeitsnachweise, wie beispielsweise die Rissbreitenbeschränkung der Bodenplatte, durchzuführen, bräuchte es Bettungsmoduli bzw. Bettungsmodulverläufe für alle zu untersuchenden Lastfälle.

Bettungen in Form von elastischen Federn können neben der Betrachtung von stabförmigen Elementen im Zuge der Bemessung auch bei Platten und Scheiben verwendet werden. Ähnlich kann bei Letzteren auch ein Kontinuum herangezogen werden, um den Untergrund zu simulieren. Neben der Berücksichtigung der spannungsabhängigen Steifigkeit einschließlich der Belastungsgeschichte und der eventuell eintretenden Plastizität des Bodenkörpers können damit auch unterschiedliche Bauphasen sowie Belastungszustände abgebildet werden. In der folgenden Untersuchung wird dabei auf eine laufende Iteration zwischen den ermittelten Setzungen und den Belastungen verzichtet.

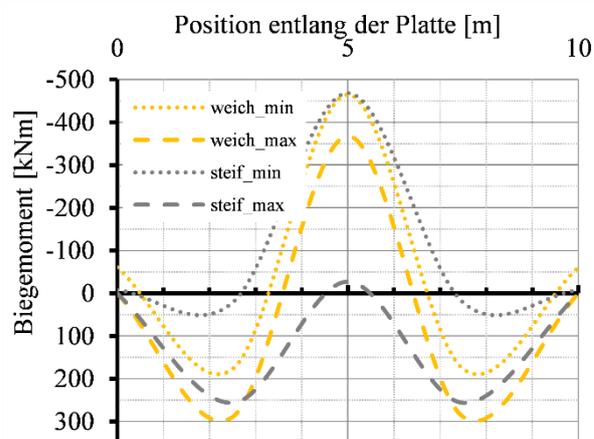
Eine Gegenüberstellung einiger unterschiedlicher Modelle zur Abbildung des Untergrundes ist in Abbildung 3 gegeben. Hierbei wurde eine Untergrundsteifigkeit von  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 20 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$  angenommen, woraus zu Folge der Belastung  $\bar{p}$  von 175 kN/m Setzungen von ca. 7 mm resultieren.

Die Darstellungen in Abbildung 3 lassen dabei erkennen, dass deutliche Unterschiede in den Biegemomenten zu Folge der unterschiedlichen Modellierungsansätze vorliegen. Diese treten sowohl im Bereich des Stützmomentes, als auch den Feldmomenten auf, wobei, wie in Abbildung 4 (durch die Umhüllenden) dargestellt, die absolute Zunahme als ähnlich zu betrachten ist, diese sich jedoch absolut betrachtet auf das Stützmoment negativer auswirkt.



**Abbildung 3** Auswirkungen der unterschiedlichen Bemessungs- und Abbildungsmethoden auf die ermittelten Schnittkräfte (Biegemomente) in der Bodenplatte

In Abbildung 4 sind zudem die Ergebnisse bei Berücksichtigung eines steiferen Untergrundes ( $E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 50 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$ ) dargestellt. Dabei lässt sich erkennen, dass hier die Unterschiede zwischen den unterschiedlichen Abbildungsarten des Untergrundes deutlich größer sind.



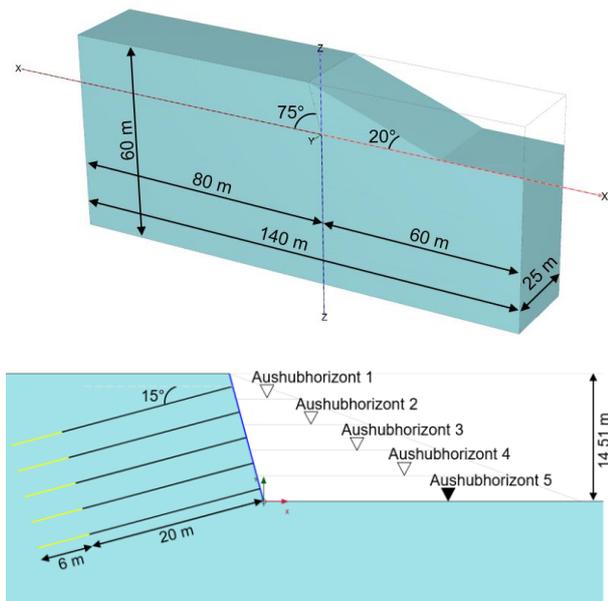
**Abbildung 4** Umhüllende der Biegemomente bei unterschiedlichen Untergründen

#### 4 Nachrechnung bestehender Bauwerke – Beispiel Ankerwand

In Kapitel 2 wurde eine sehr einfache Vorgehensweise gezeigt, wie der Untergrund – hier als Belastung – gemeinsam mit den daraus folgenden Effekten auf die konstruktiven Bauteile, berücksichtigt

werden kann. In Kapitel 3 wurde verdeutlicht, welchen Einfluss der Untergrund als Bettung bei der Ermittlung von Schnittkräften haben kann.

Die Kombination der beiden Modellierungsschritte – also der Berücksichtigung des Untergrundes sowohl als Belastung als auch als Nachgiebigkeit (Bettung) ist daher der nächste logische Schritt in der interdisziplinären Betrachtung von geotechnischen Bauwerken. Dies soll nachfolgend kurz an einer geankerten Konstruktion verdeutlicht werden. Die Ankerwand stellt eine Abwandlung eines realen Bauwerkes [8] dar, welche ca. 15 m hoch und im rechnerischen 3D-Modell 25 m breit ist, wobei diese eine Neigung von 75° aufweist. Das numerische Modell mit einer Größe von 140 m x 60 m ist in Abbildung 5 veranschaulicht.



**Abbildung 5** Numerisches Modell, oben: Gesamtansicht, unten: Schnitt durch die Ankerlagen

Über die Wandfläche sind in Summe 25 Anker mit einer Freispielstrecke (node-to-node anchor) von 20 m und einer Haftstrecke (embedded beam) von 6 m unter einer Neigung von 15° zur Horizontalen angeordnet. Es wurden unterschiedliche Untergründe abgebildet und eine Variation der Vorspannkraft (der Verpressanker) vorgenommen. Generell weist die hier dargestellte Konstruktion eine ausreichende globale Sicherheit (FoS) auf, welche bei allen untersuchten Kombinationen über 1,20 zu liegen kommt.

Ziel dieser Untersuchungen war es, einen Ankerausfall – zu Folge einer Schädigung des Zuelementes

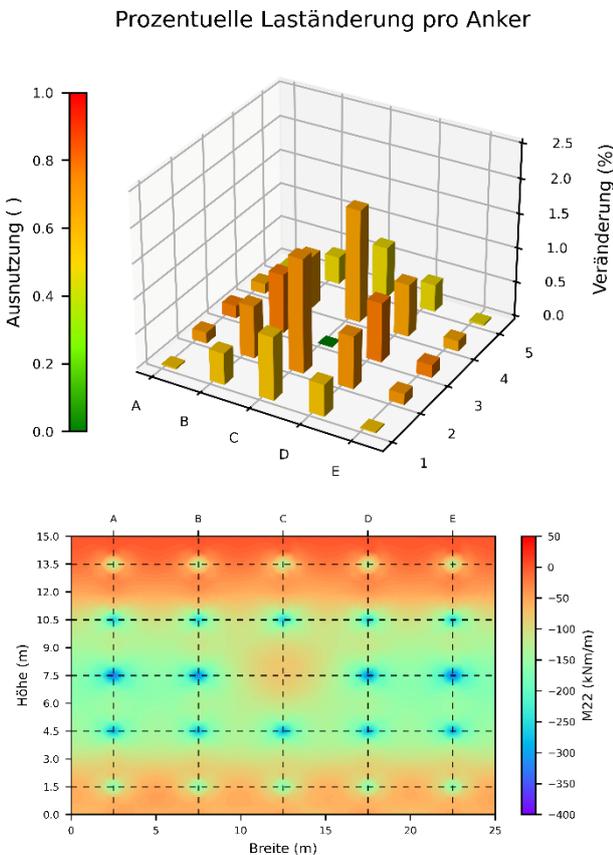
– zu simulieren, und die daraus resultierenden Auswirkungen auf die Tragfähigkeit und Effekte der Lastumlagerung zu bestimmen. Hierzu wurde eine umfassende Parameterstudie durchgeführt; nachfolgend wird zur Verdeutlichung jedoch nur ein untersuchter Fall (FoS = 1,45) angeführt. Es wurde der Komplettausfall des zentralen Ankers innerhalb der Konstruktion simuliert. Die Resultate hieraus sind in Abbildung 6 dargestellt.

Das obere Bild zeigt, wie sich die Ankerkräfte zu Folge des Komplettausfalles verändern. Hier sind die relativen Veränderungen – also die prozentuelle Änderung in Bezug auf den Ausgangswert – dargestellt. Die prozentuelle Änderung beträgt hier maximal 2 % (absolute Erhöhung von 12 kN), es konnte also keine nennenswerte Umlagerung innerhalb der Anker festgestellt werden. Es werden auch nur ca. 10 % der Ankerkraft des ausgefallenen Elementes (823 kN vor dem Ausfall) auf die verbleibenden Anker umgelagert. Die restlichen 90 % werden folglich vom Boden aufgenommen.

Bei der Biegebeanspruchung der Platte, wie in Abbildung 6 (unten) dargestellt, zeigt sich, dass hier nur sehr geringe Änderungen in den Biegebeanspruchungen vorliegen. Zum einen ist dies durch die dreidimensionale Lastumlagerung vom ausfallenden Anker hin zu umliegenden Ankern, wie in der obigen Abbildung zu erkennen, begründet. Zum anderen findet hier (vor allem) eine Gewölbebildung im dahinterliegenden Erdkörper statt, welche durch die Verformungen aus dem Ankerausfall, resultiert. Auf Grund der meist „großzügigen“ Dimensionierung der Betonbauteile und den meist geringen Lastniveaus in Bezug auf die Biegebeanspruchung, stellt eine derartige Lastumlagerung in die konstruktiven Bauteile keine gravierende Problemstellung dar. Dies ist jedoch nur für den Ausfall eines Einzelankers valide. Bei Ausfall mehrerer Anker – vor allem bei Überbeanspruchung zu Folge einer Lastumlagerung kann hier durchaus eine Kettenreaktion stattfinden, welche sich in einem „Reisverschluss“ entlang der Wand abbilden würde.

Generell ist eine derartige Untersuchung von geotechnischen Bauwerken vor allem im Zuge von Nachrechnungen und der Beurteilung des Bestandes von großem Interesse. Neben der Abbildung des realen Tragverhaltens können so beispielsweise auch Korrosionsschäden an den Zuelementen [9], die Auswirkungen von Temperatureinwirkungen aber

auch das Verhalten des Stahlbetons mit Berücksichtigung finden.



**Abbildung 6** Auswirkungen eines Ankerausfalls auf die Belastung der Konstruktion, oben: Änderung der Ankerlast bei Komplettausfall des zentralen Ankers, unten: Plattenschnittkräfte bei Komplettausfall des zentralen Ankers

Der dazu erforderliche Aufwand ist jedoch als entsprechend hoch einzuordnen. Neben dem Modellierungsprozess und den Rechenzeiten sind hier vor allem entsprechende Kennwerte der Konstruktion und des Untergrundes erforderlich. Vor allem bei bestehenden Konstruktion, mit fehlenden oder mangelhaften Unterlagen, oder auch stark schadhafte Bauwerken, ohne entsprechende Schadensdokumentation, stellt die Ableitung dieser notwendigen Kennwerte eine Herausforderung dar.

## 5 Möglichkeiten der Interaktion zwischen Geotechnik und konstruktivem Ingenieurbau

In Kapitel 2 bis 4 wurde anhand von drei Beispielen verdeutlicht, wie eine Interaktion zwischen dem

Untergrund und konstruktiven Bauteilen vorgenommen werden kann. Dabei wurden zum einen einfache und "rudimentäre" Modelle vorgestellt, bei welchen durch die Anwendung von stabförmigen Elementen und die Einbindung von elastischen Federn zumindest eine näherungsweise Abbildung des Untergrundes ermöglicht werden kann.

Um eine gesamtheitliche Abbildung des Untergrundes und die Interaktion mit konstruktiven Bauwerken abzubilden sind jedoch im Regelfall aufwendigere (numerische) Modelle erforderlich, welche zum einen die spannungsabhängige Steifigkeit unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte und die potentiell auftretende Plastizität des Untergrundes durch hochwertige Stoffgesetze abbilden und zum anderen auch Effekte aus dem Stahlbetonbau berücksichtigen. Diese sind jedoch oftmals mit Unwägbarkeiten wie der Parameterbestimmung und Kennwertableitung sowie durch hohe Aufwände sowohl in der Modellierung als auch in der Berechnungsdauer gekennzeichnet. Aus diesem Grund werden derartige Untersuchungen aktuell nur sehr eingeschränkt umgesetzt und kommen daher nur bei brisanten und kritischen Bauwerken zur Anwendung.

Neben dem Aufwand, welcher für eine derartige Modellierung erforderlich ist, muss hier aber auch die Inhomogenität des Untergrundes besonders Berücksichtigung finden. Klassischen werden hierzu die Mittelwert (beispielsweise der Steifigkeit) aus der geotechnischen Untersuchung verwendet. Gerade bei komplexeren Aufgaben kann es hier jedoch auch von Interesse sein, am „Gesamtsystem vorab eine Sensitivitätsanalyse mit den unteren und oberen Grenzwerten“ [11] durchzuführen, um die daraus folgenden Auswirkungen auf die Lastableitung, aber auch die Beanspruchung der Bauteile zu erhalten. Vor allem bei statisch hochgradig unbestimmten Systemen kann sich hier eine Abweichung in den Mechanismen einstellen, welche gerade bei der Betrachtung von Schädigungsauswirkungen einen erheblichen Einfluss haben können.

Mit zunehmender Digitalisierung und Automatisierung können jedoch (bereits jetzt) einfache und anwendungsfreundliche Module verwendet werden, um relevante Informationen zwischen dem konstruktiven und dem geotechnischen Modell auszutauschen. Ein Beispiel hierfür ist die statische Analyse am starr gelagerten 3D-Gesamtmodell und die

separate Ermittlung der durch Bodenverformung hervorgerufenen Zwangsbeanspruchungen durch das Aufzwingen der Setzungsmulde(n) gemäß dem geotechnischen Berechnungsmodell über Knotenverschiebungen [5], [10]. Untersuchungen in diese Richtung werden aktuell gemeinsam von den Autoren dieses Beitrages durchgeführt.

## 6 Literatur

- [1] Wolkowicz, C.: *Ein Beitrag zur Evolution des Tensegrity - Konzeptes – Zur Erhöhung der Steifigkeit von Seil-Stab-Systemen*, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2008
- [2] ÖNORM B 1997-1-5:2017-11: *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1-5: Gesamtstandsicherheit von Böschungen, Hängen und Geländesprüngen*, Austrian Standards Institute, 2017
- [3] Massicotte, B., Elwi, A.E., MacGregor, J.G.: *Tension-Stiffening Model for Planar Reinforced Concrete Members*, Journal of Structural Engineering, vol. 116(11), pp. 3039 – 3058, 1990
- [4] Rebhan, M.J.: *Korrosionsschäden bei Winkelstützmauern*, Dissertation, Technische Universität Graz, 2019
- [5] Schlicke, D., Tschuchnigg, F., Fischnaller, H., Pfaff, K.: *Statische Analyse und Bemessung von Gebäuden mittels 3D-Gesamtmodellen*, In: 2024 BetonKalender (eds Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D.), 2023
- [6] FGSV-Nr.: 526: *Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke – M HifüBau*, FGSV, 2017
- [7] DIN-Fachbericht 130: *Wechselwirkung Baugrund/Bauwerk bei Flachgründungen*, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2003
- [8] Fabris, C.: *Numerical study on pullout tests of ground anchors monitored with fibre optic sensors*, Dissertation, Technische Universität Graz, 2020
- [9] Forschungskonsortium NAT: *Forschungsprojekt NAT – Neuerungen in der Ankertechnik*, Abschlussbericht, Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Technische Universität Graz, 2022
- [10] Felic, H., Schlicke, D., Granitzer, A.-N., Tschuchnigg, F.: *Enhanced Interoperability between Geotechnical and Structural Engineering for 3D Building Models*, In: International RILEM Conference on Synergising Expertise towards Sustainability and Robustness of Cement-based Materials and Concrete Structures (eds Jędrzejewska, A., Kanavaris, F., Azenha, M., Benboudjema, F., Schlicke, D.), 2023
- [11] Bundesministerium für Digitales und Verkehr.: *Richtlinie für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten, Teil 2 Brücken, Abschnitt 5 Integrale Brücken*, Stand 2022/01



# Karbonatisierungsgeschwindigkeit und Klimawandel – Ein Vorschlag für die zukunftssichere Berechnung der Karbonatisierungstiefe in Stahlbeton bei erhöhter atmosphärischer CO<sub>2</sub>-Konzentration

Konstantin Hohmann, Joachim Juhart

*Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie (IMBT-TVFA), Technische Universität Graz, Österreich*

## KURZFASSUNG:

In Anbetracht steigender Treibhausgasemissionen und sich änderndem Klima in jüngster Vergangenheit und absehbarer Zukunft wurde in dieser Arbeit die Auswirkung von steigender CO<sub>2</sub>-Konzentration auf die Karbonatisierung von Stahlbeton untersucht. Im Vergleich zur Annahme einer CO<sub>2</sub>-Konzentration von derzeit 400 ppm auf zukünftig 550 ppm auf Basis der prognostizierten CO<sub>2</sub>-Konzentration laut IPCC Szenarien SSP2-4.5, SSP3-7.0 und SSP5-3 4-OS im Jahr 2050 liegen die berechneten Karbonatisierungstiefen nach 50 und 100 Jahren etwa 17 % höher. Das entspricht bei den geprüften Proben der Standardbetone im Hoch- und tiefbau (XC2, B1, B3) zwischen 3-5 mm (50 Jahre) und 5-6 mm (100 Jahre) höhere Karbonatisierungstiefen durch den Anstieg der atmosphärischen CO<sub>2</sub>-Konzentration. Aufgrund unserer Untersuchungen an Fallbeispiel in Graz schlagen wir daher zur realistischeren Berechnung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit und zur sichereren Bemessung der Betondeckung die Berücksichtigung der zukünftigen und teilweise bereits erreichten CO<sub>2</sub>-Konzentration von zumindest 500 ppm vor.

## 1 Einleitung

Stahlkorrosion, verursacht durch Karbonatisierung des umgebenden Betons, ist einer der häufigsten Schadensmechanismen für bewehrten Beton. Atmosphärisches CO<sub>2</sub> kann durch diffusive Prozesse durch das Porengefüge zur Stahlbewehrung gelangen und durch Mineralphasenumwandlung den pH-Wert von ~13 pH auf unter 9 pH senken, wodurch die Passivierung des Bewehrungsstahls verloren geht und so in Verbindung mit Feuchte (50-70% rH) und Sauerstoff Auslöser für korrosive Prozesse ist [1]. Es ist folglich von größtem Interesse, die Karbonatisierungstiefe im Verlauf der Zeit vorherzusagen zu können, um die Betondeckung in Bauwerken und Bauteilen ausreichend bemessen und deren statische Integrität gewährleisten zu können.

## 2 Karbonatisierung und CO<sub>2</sub>-Konzentration

Die Verfügbarkeit von CO<sub>2</sub> spielt eine zentrale Rolle in der chemischen Umwandlung von Kalziumhydroxid oder Portlandit (Ca(OH)<sub>2</sub>) zu Calcit (CaCO<sub>3</sub>). CO<sub>2</sub> gelangt durch das Porensystem im Beton immer weiter in Richtung Stahlbewehrung vor und reagiert auf dem Weg präferiert mit Portlandit oder den C-S-H Phasen zu dem fortan kohlenstoffhaltigen Mineral Calcit, solange bis die Porenwände gesättigt sind oder der Porenraum durch die Mineralbildung verstopft ist und die Karbonatisierung nur noch sehr langsam voranschreiten kann. Je nach Betonzusammensetzung (z.B. reduzierter Klinkeranteil im Zement, Zusatzstoffe) kann die Karbonatisierung durch ein vergrößertes Porengefüge auch schneller voranschreiten. Um den tatsächlichen CO<sub>2</sub>-Gehalt in der Luft beurteilen zu können

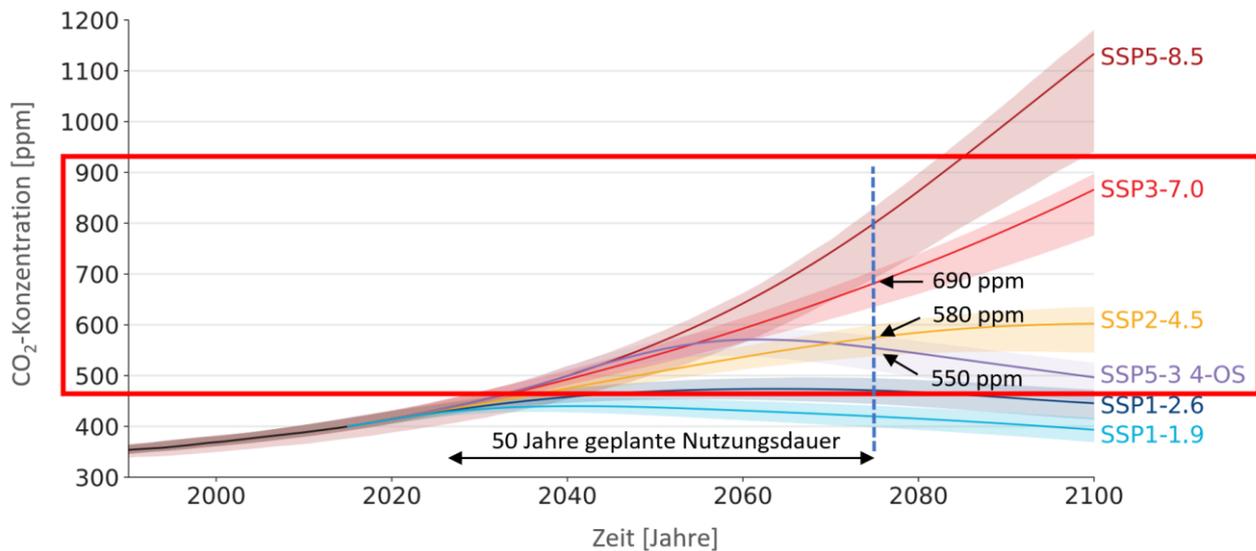


Abbildung 1: IPCC Szenarien für die CO<sub>2</sub>-Konzentration in der Atmosphäre [2]. Die relevanten Szenarien sind in der Box markiert und die prognostizierte CO<sub>2</sub>-Konzentration nach 50 Jahren geplanter Nutzungsdauer sind mit Pfeilen gekennzeichnet.

und auch die zukünftige Konzentration einigermaßen zuverlässig abschätzen zu können, wurde auf Messdaten von zwei Messtationen auf einem Gelände neben der TU Graz Inffeldgasse und am Standort des Probenaußenlagers direkt vor dem Institutsgebäude in der Inffeldgasse zurückgegriffen. Die zukünftige CO<sub>2</sub>-Konzentration in der Atmosphäre kann mit Hilfe der IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) Klimaszenarien abgeschätzt werden (siehe Abbildung 1).

### 2.1 Die IPCC Szenarien

Der IPCC Bericht aus dem Jahre 2021 [2] weist sechs mögliche Szenarien des bereits begonnenen

Klimawandels anhand von Klimamodellierungen aus. Von diesen sechs, auch „Shared Socioeconomic Pathways“ (SSPs) und „Representative Concentration Pathways“ (RCPs) genannten Modellierungen, werden folgende Szenarien für unsere Studie zur Karbonatisierung unter mittel- und langfristig höherer atmosphärischer CO<sub>2</sub>-Konzentration behandelt:

1. **SSP3-7.0:** Probleme bei der Vermeidung und Anpassung an steigende Treibhausgasemissionen zeichnen ein pessimistisches Szenario in einem Umfeld fehlender internationaler Anstrengungen.

Mittlere globale CO<sub>2</sub>-Konzentration im Jahr 2050: ~ 550 ppm

Mittlere globale CO<sub>2</sub>-Konzentration im Jahr 2075: ~ 690 ppm

2. **SSP2-4.5:** Moderate Klimaziele werden erreicht, was nach einem Anstieg des CO<sub>2</sub>-Ausstoßes bzw. steigender CO<sub>2</sub>-Konzentration wieder zu einem Abnehmen der Umweltbelastung ab dem Jahre 2040 trotz moderatem Bevölkerungswachstum, Wirtschaftswachstum und technologischem Fortschritt führt.

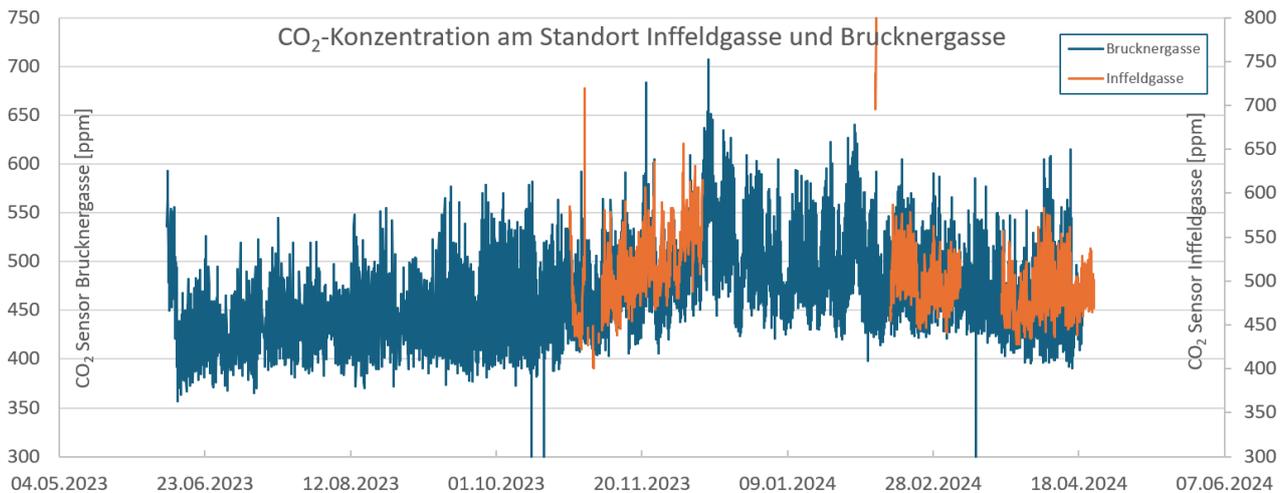
Mittlere globale CO<sub>2</sub>-Konzentration im Jahr 2050: ~ 520 ppm

Mittlere globale CO<sub>2</sub>-Konzentration im Jahr 2075: ~ 580 ppm

3. **SSP5-3 4-OS:** Rapides Wirtschaftswachstum angetrieben durch das Verbrennen fossiler Brennstoffe führt zu einem zeitlich begrenzten „Überschiessen“ (OS = Overshot) der vorhergesagten Treibhausgasemissionen bevor ein Zurückkehren zu sinkenden Emissionen um das Jahr 2100 möglich ist.

Mittlere globale CO<sub>2</sub>-Konzentration im Jahr 2050: ~ 550 ppm

Mittlere globale CO<sub>2</sub>-Konzentration im Jahr 2075: ~ 550 ppm



**Abbildung 2:** CO<sub>2</sub>-Konzentration [ppm] der Messstation Inffeldgasse am Campus der TU Graz komplementiert mit Daten der Messstation Brucknergasse [3].

Alle drei angeführten Szenarien prognostizieren für 2050 eine CO<sub>2</sub>-Konzentration von ~ 550 ppm. Für neu errichtete Gebäude (geplanten Nutzungsdauer 50 und 100 Jahren) wird bereits zur „Halbwertszeit“ in den Jahren 2050 bzw. 2075 die CO<sub>2</sub>-Konzentration in der Atmosphäre etwa 550 ppm und ~ 600 ppm respektive, betragen und die damit einhergehende Karbonatisierung rascher voranschreiten. Der Unterschied der CO<sub>2</sub>-Konzentration von 400 auf 550 ppm beträgt ca. 27%.

## 2.2 Messdaten der atmosphärischen CO<sub>2</sub>-Konzentration

An zwei Messstationen, am TU Graz Campus Inffeldgasse und in einer wenige hundert Meter entfernten benachbarten Schule in der Brucknergasse, werden kontinuierlich Wetterdaten und die CO<sub>2</sub>-Konzentration gemessen [3]. Abbildung 2 zeigt einen Ausschnitt der Aufzeichnungen der beiden Wetterstationen. Gut erkennbar ist der deutlich erhöhte gemessene CO<sub>2</sub>-Gehalt (Messgenauigkeit ± 0,1 Vol%).

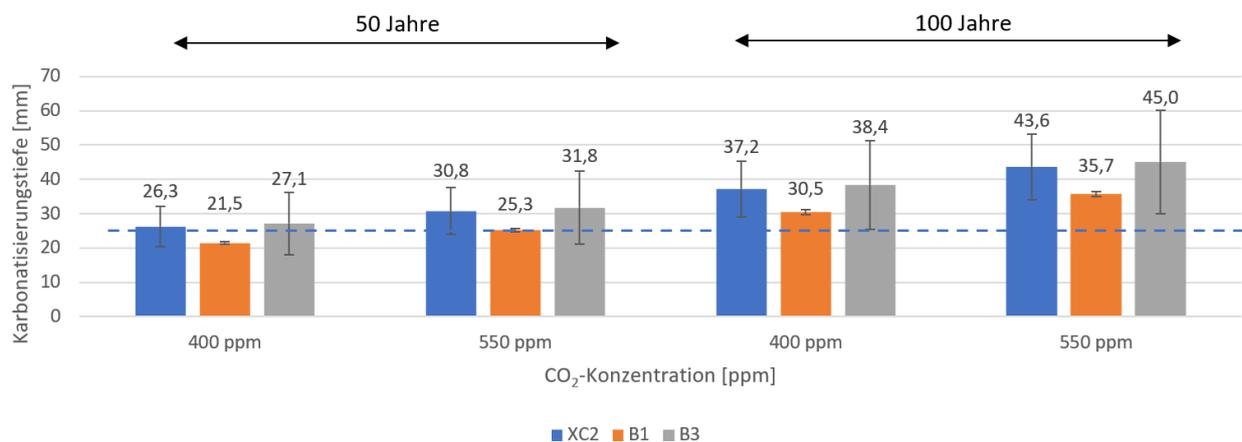
## 3 Methoden und Proben

Im laufenden ÖBV-FFG Projekt „NÖB – Nachhaltigkeits-Benchmarks für österreichische Betone, ein Baustein auf dem Weg zur CO<sub>2</sub>-Neutralität“ wurde eine erste Serie von Betonproben in unterschiedlichen Werken in Österreich hergestellt und am Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie mit angeschlossener TVFA auf der TU Graz zur Bestimmung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit geprüft. 3 Proben (N11-XC2-D-KB,

N0935/23,320/2023) wurden von 2 externen Prüfanstalten geprüft. Für diese Arbeit wurden exemplarisch 12 Standardbetone für den Hochbau (B1 und XC2) sowie vier speziell Betone für den Tiefbau (B3) untersucht. Die Betonkurzbezeichnung B1 fasst Betone mit der Expositionsklasse für Karbonatisierung XC3 und zusätzlich mit der Expositionsklasse für Wasserundurchlässigkeit XW1 zusammen. Die Betone mit der Betonkurzbezeichnung B3 decken neben der Expositionsklasse für Karbonatisierung XC4 auch die Expositionsklasse für Frostangriff XF3 ab, welche durch die Einbringung von künstlichen Luftporen (2,5 – 6,5 Vol%) erreicht wird, ab. Dieser Luftporenanteil verringert in weiterer Folge die Druckfestigkeit und den Karbonatisierungswiderstand im Vergleich zu sonst identischen Betonmischungen ohne künstliche Luftporen.

Die Proben wurden nach EN 12390-12 (2020) [4] vorgelagert (28 Tage Wasserlagerung, anschließend Klimalagerung bei Laborklima und anschließender Lagerung zur Schnellkarbonatisierung in einem CO<sub>2</sub>-Schrank bei 57 % relativer Luftfeuchtigkeit, 20 °C Lufttemperatur und kontrolliert einströmendem CO<sub>2</sub> (3 Vol-%).

Aus den gemessenen Werten der Karbonisierungstiefe wurde durch lineare Regression der Karbonatisierungskoeffizient nach dem beschleunigten Verfahren ( $K_{AC}$ ) bestimmt. Die Umrechnung von beschleunigten, d.h. mit höherer CO<sub>2</sub>-Konzentration durchgeführten Messungen, auf Karbonisierungstiefen unter Normalbedingungen (z.B. CO<sub>2</sub>-



**Abbildung 3: Ergebnisse der Karbonatisierungstiefe für 50 und 100 Jahre geplante Nutzungsdauer und CO<sub>2</sub>-Konzentration von 400 und 550 ppm. Die blau gestrichelte Linie repräsentiert die Mindestbetondeckung laut ÖNORM B 4710-1 von 25 mm für die Expositionsklassen XC2, XC3, XC4. Als Hochbaubetone werden die Proben mit der Bezeichnung XC2 und B1 zusammengefasst. Proben mit der Kennzeichnung B3 werden als Tiefbaubetone bezeichnet.**

Konzentration von 400 ppm) ist noch immer ein Bereich mit Bedarf an Grundlagenforschung im Themengebiet Dauerhaftigkeit von Beton. Im Rahmen dieser Arbeit wurde das einfache Modell nach Carević et al. (2019) [5] herangezogen, mit dem die zu erwartenden Karbonatisierungstiefen nach 50 bzw. 100 Jahren aus den im beschleunigten Prüfverfahren gemessenen Karbonatisierungstiefen abgeleitet werden können:

$$X_{c,nat} = X_{c,acc} * \sqrt{\frac{CO_{2,(c,nat)}}{CO_{2,(c,acc)}}} * \left(\frac{t}{t_{acc}}\right)^n \quad (1)$$

Ausgehend von der über den Karbonatisierungskoeffizienten  $k$  und der Wurzel-Zeit-Abhängigkeit der Karbonatisierungstiefe  $x(t) = k * \sqrt{t}$  wird in diesem Modell eine Umrechnung von beschleunigter auf natürliche Karbonatisierung vorgenommen, wobei  $X_{c,nat}$  die erwartete Karbonatisierungstiefe (in mm) unter natürlichen Bedingungen zum gegebenen Zeitpunkt  $t$  ist und  $X_{c,acc}$  die gemessene Karbonatisierungstiefe (in mm) nach 70 Tagen mit 3 % CO<sub>2</sub>-Beaufschlagung. Die CO<sub>2</sub>-Konzentration  $CO_{2,(c,nat)}$  und  $CO_{2,(c,acc)}$  beschreiben den CO<sub>2</sub>-Gehalt unter natürlichen und beschleunigten Expositionsbedingungen.  $t$  ist die Zeit in Tagen und ein empirischer Expositions-koeffizient  $n$  wurde aus der Literatur als  $n = 0,5$  angenommen. Mit diesem Ansatz wurden dann für eine geplante Lebensdauer von 50 und 100 Jahren die Modellergebnisse bei einer natürlichen

CO<sub>2</sub>-Konzentration von 400 ppm und 550 ppm CO<sub>2</sub>-Konzentration berechnet.

Es sei angemerkt, dass im vorliegenden Modell der Einfluss von Betoneigenschaften (W/B-Wert, CaO-Gehalt, usw.), Nachbehandlung, Umwelteinflüsse (relative Feuchte, Temperatur, usw.) und Bewitterung auf die Karbonatisierungstiefe nicht berücksichtigt sind.

#### 4 Ergebnisse und Diskussion

Die Ergebnisse der Karbonatisierungsmessungen nach 0, 7, 28 und 70 Tagen sowie der daraus durch Regression bestimmte Karbonatisierungskoeffizient  $K_{AC}$  sind in Tabelle 1 zusammengefasst und in Abbildung 3 veranschaulicht. Im Folgenden wird die Karbonatisierung der 2 Betonarten für Tief- und Hochbau bei 550 ppm CO<sub>2</sub>-Konzentration diskutiert. Die Standardbetone im Hochbau erreichen im Fall der B1-Proben die berechneten Karbonatisierungstiefen für eine geplante Nutzungsdauer von 50 Jahren und einer Mindestbetondeckung von 25 mm laut ÖNORM B 1992-1-1[6] theoretisch die Armierung, während die XC2-Proben weitere 6 mm tiefer karbonatisiert waren. Hinsichtlich ihrer durchschnittlichen Karbonatisierungstiefe sind die B3-Proben vergleichbar mit den XC2-Proben. Für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren wurden für die Betone XC2 und B3 wiederum sehr ähnliche hohe theoretische Karbonatisierungstiefen (44-45 mm) ermittelt. Im Folgenden wird die Karbonatisierung der

**Tabelle 1: Übersicht der untersuchten Proben mit Ergebnissen der Karbonatisierungsmessungen als Mittelwert [mm] nach 0, 7, 28 und 70 Tagen nach dem beschleunigtem Karbonatisierungsverfahren (EN 12390-12 (2020)).**

| Probe     | Betonart | Binde-<br>mittel | Menge<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | Zusatz-<br>stoff | Menge<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | W/B | f <sub>cm,28</sub> | dk <sub>0d</sub> | dk <sub>7d</sub> | dk <sub>28d</sub> | dk <sub>70d</sub> | K <sub>AC</sub> |       |       |
|-----------|----------|------------------|-------------------------------|------------------|-------------------------------|-----|--------------------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|-----------------|-------|-------|
| 075/24    | Hochbau  | B1               | CEM II/A                      | 268              | AHWZ                          | 50  | 0,58               | 41,5             | 0                | 3,45              | 6,85              | 11,3            | 1,333 |       |
| 115/24    |          | B1               | CEM II/B                      | 279              | AHWZ                          | 31  | 0,58               | 46,7             | 0,2              | 3,8               | 7,55              | 11,75           | 1,381 |       |
| 152/24    |          | B1               | CEM II/C                      | 304              |                               |     | 0,55               | 49,1             | 0                | 3,3               | 7,75              | 11,75           | 1,410 |       |
| 051/24    |          | B1               | CEM II/B                      | 234              | AHWZ                          | 49  | 0,58               | 46               | 0,2              | 3,15              | 6,25              | 11,4            | 1,272 |       |
| N11-XC2-D |          | XC2              | CEM III/B                     | 280              |                               |     | 0,62               | 29               | 0,55             | 5,85              | 11                | 19,25           | 2,143 |       |
| N0935/23  |          | XC2              | CEM III/B                     | 260              |                               |     | 0,63               | 47,7             | 0,25             | 2,65              | 6,15              | 9,3             | 1,071 |       |
| 320/2023  |          | XC2              | CEM III/A                     | 260              |                               |     | 0,63               | 48,3             | 0,15             | 4,35              | 8,9               | 12,7            | 1,539 |       |
| 205/23    |          | XC2              | CEM II/C                      | 260              |                               |     | 0,63               | 35               | 0,75             | 3,3               | 6,85              | 14,6            | 1,468 |       |
| 214/23    |          | XC2              | CEM II/C                      | 276              |                               |     | 0,63               | 39,6             | 0,3              | 2,65              | 6                 | 11,1            | 1,207 |       |
| 114/24    |          | XC2              | CEM II/B                      | 257              | AHWZ                          | 29  | 0,63               | 36,7             | 0,2              | 5,1               | 10,1              | 15,15           | 1,814 |       |
| 046/24    |          | XC2              | CEM I +<br>CEM II/B           | 256              | AHWZ                          | 45  | 0,63               | 37,5             | 0,25             | 5,15              | 10,4              | 16,4            | 1,914 |       |
| 033/24    |          | XC2              | CEM II/B                      | 251              | AHWZ                          | 23  | 0,63               | 39,7             | 0                | 4,15              | 8,9               | 14,25           | 1,689 |       |
| 069/24    |          | Tiefbau          | B3                            | CEM II/C         | 320                           |     |                    | 0,53             | 28,1             | 0,25              | 5,35              | 11,8            | 18,15 | 2,129 |
| 157/24    |          |                  | B3                            | CEM II/C         | 333                           |     |                    | 0,53             | 37,5             | 0                 | 3,45              | 8,6             | 13,05 | 1,560 |
| 093/24    |          |                  | B3                            | CEM III/B        | 320                           |     |                    | 0,53             | 25               | 0,4               | 5,9               | 12,15           | 18,7  | 2,189 |
| 165/24    | B3       |                  | CEM I                         | 313              | AHWZ                          | 106 | 0,56               | 48,5             | 0                | 2,15              | 3,5               | 8,3             | 0,892 |       |

2 Betonarten für Tief- und Hochbau bei 550 ppm CO<sub>2</sub>-Konzentration diskutiert.

Die Standardbetone im Hochbau erreichen im Fall der B1-Proben die berechneten Karbonisierungstiefen für eine geplante Nutzungsdauer von 50 Jahren und einer Mindestbetondeckung von 25 mm laut ÖNORM B 1992-1-1[6] theoretisch die Armierung, während die XC2-Proben weitere 6 mm tiefer karbonatisiert waren. Hinsichtlich ihrer durchschnittlichen Karbonisierungstiefe sind die B3-Proben vergleichbar mit den XC2-Proben. Für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren wurden für die Betone XC2 und B3 wiederum sehr ähnlich hohe theoretische Karbonisierungstiefen (44-45 mm) ermittelt. Aus den Berechnungen für 400 und 550 ppm CO<sub>2</sub>-Konzentration ist ein Unterschied der Karbonisierungstiefen von ~17% festzustellen. Aus den Berechnungen für 400 und 550 ppm CO<sub>2</sub>-Konzentration ist ein Unterschied der Karbonisierungstiefen von ~17% festzustellen. Durch den Vergleich der Ergebnisse für 50 und 100 Jahre geplanter Nutzungsdauer ist gut zu erkennen, dass die Karbonisierung nicht linear voranschreitet, sondern sich mit der Tiefe verlangsamt.

Ebenso plakativ lässt sich am Vergleich der B1- und B3-Betone der Einfluss von künstlichen Luftporen auf die Karbonisierung und Druckfestigkeit aufzeigen. Der B3 Beton hat im Vergleich etwa das

dreifache Volumen an Luftporen und dadurch mehr Wege für CO<sub>2</sub> zur Armierung zu gelangen.

Es ist davon auszugehen, dass es dem einfachen Berechnungsverfahren durch seine Simplifizierungen (u.a. Vernachlässigung realer Witterungseinflüsse und des davon abhängigen Korrosionsinitiationsrisikos) an Vorhersageschärfe mangelt - aber auch aufgrund von Messunsicherheiten und der nicht linearen Karbonisierung müssen die Vorhersagen, besonders für die Berechnungen für 100 Jahre Nutzungsdauer, kritisch betrachtet werden. Eine Überschätzung der Karbonisierung um bis zu 10 % ist also durchaus vorstellbar.

## 5 Erkenntnisse

Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse unserer Studie zur Karbonisierung bei höherer atmosphärischer CO<sub>2</sub>-Konzentration kann folgendes festgestellt werden:

- Die tatsächliche CO<sub>2</sub>-Konzentration ist im urbanen Raum bereits deutlich über dem aktuellen, globalen Wert von ~420 ppm und beträgt an den 2 Messstandorten schon ~500 ppm. Einige Publikationen [7,8] weisen bereits auf höhere CO<sub>2</sub>-Konzentration im städtischen Bereich sowie stark verkehrsausgelasteter Infrastruktur hin.

- b) Möglichkeiten, um frühzeitiger Stahlkorrosion entgegen wirken zu können, bedürfen noch genauerer Forschung aber könnten beispielsweise sein: Erhöhung der Betondeckung, Verbesserung des Karbonatisierungswiderstandes durch die Anwendung einer generell höheren Betongüte sowie Reduktion des W/CaO<sub>reactive</sub>-Verhältnisses und das Anwenden von performanceorientierten Betonkonzepten.
- c) Unabhängig von den Werten der Betonarten bedeutet eine höhere CO<sub>2</sub>-Konzentration in der Atmosphäre eine höhere Karbonatisierung: der Anstieg von 400 ppm auf 550 ppm ist eine Zunahme von ~27 %. Im Vergleich dazu steigt die geschätzte Karbonatisierungstiefe um ca. 17 %, was im Rahmen unserer Studie ~5-7 mm bedeutet.

## 6 Ausblick

In einem nächsten Schritt ist angedacht, den Verlauf der oben genannten IPCC Szenarien mit einem Term zu beschreiben und daraus eine anwenderorientierte Grundlage für die Bauplanung zu entwickeln und systematisch eine Neuberechnung bereits publizierter Daten in die Vorhersage einzubeziehen. Weitere geplante Proben und die Ergebnisse aus dem natürlichen Karbonatisierungsverfahren (2-jährigen Außenlagerung) sollen zu einem späteren Zeitpunkt mit dem probabilistischen Modell zur service-lifetime-Vorhersage und deren Weiterentwicklungen [9, 10] zur Dauerhaftigkeitsvorhersage für Betongebäude genutzt werden.

## 7 Literatur

- [1] Stark, J., Wicht, B. (2013): *Dauerhaftigkeit von Beton. 2. Aufl.* Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg
- [2] IPCC WG1 Technical Report 2021: [https://www.ipcc.ch/report/ar6/wg1/downloads/report/IPCC\\_AR6\\_WGI\\_TS.pdf](https://www.ipcc.ch/report/ar6/wg1/downloads/report/IPCC_AR6_WGI_TS.pdf)
- [3] Pongratz, H., Krüger, M., Müllleder, T. (2024): *Messdatenbereitstellung der Messtationen Infeldgasse und Brucknergasse, unveröffentlicht.*
- [4] EN 12390-12:2020: *Testing hardened concrete—Part 12: Determination of the potential carbonation resistance of concrete: Accelerated carbonation method.*
- [5] Carević V., Ignjatović I., Dragaš J., *Model for practical carbonation depth prediction for high volume fly ash concrete and recycled aggregate concrete* Constr. Build. Mater., 213 (2019), S. 194-208
- [6] ÖNORM EN 1992-1-1:2018: *Eurocode 2 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*
- [7] Leemann A., Nygaard P., Kaufmann J., Loser R., *Relation between carbonation resistance, mix design and exposure of mortar and concrete*, Cem. Concr. Compos. 62 (2015) 33-43, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.04.020>.
- [8] Hunkeler F, Greve-Dierfeld S (2019) *Karbonatisierung von Beton und Korrosionsgeschwindigkeit der Bewehrung im karbonatisierten Beton (Carbonation of concrete and reinforcement corrosion rate in carbonated concrete)*, Abschlussbericht zu Forschungsauftrag AGB 2013/005 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), April 2019.
- [9] Gehlen, C.: *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken - Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion*, Deutscher, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. - DAfStb-Beuth, Berlin, 2000.
- [10] von Greve-Dierfeld S., Gehlen C. (2016) *Performance based durability design, carbonation, part 1—benchmarking of deemed-to-satisfy rules*. Struct Concr 17:309-328

# Influence of the Spraying Process on Air Entrainment in Shotcrete

Augusto Cezar Soares<sup>1</sup>, Marjorie Pons Pineyro<sup>1</sup>, Florian Mittermayr<sup>1,4</sup>, Eduardo Machado<sup>3</sup>, Joachim Juhart<sup>1</sup>, Isabel Galan<sup>1,2</sup>

*Institute for Technology and Testing of Building Materials<sup>1</sup>, Institute of Applied Geosciences<sup>2</sup>, Institute of Solid State Physics<sup>3</sup>, Graz University of Technology, Austria  
Institute for Material Technology<sup>4</sup>, University of Innsbruck, Austria*

## ABSTRACT:

The incorporation of air-entraining agents into wet-mix shotcrete to generate artificial air voids represents an effective strategy for enhancing its pumpability. Additionally, mixing fibers into shotcrete increases the air content in the fresh concrete. However, there is no consensus about the final air content of concrete after spraying. While some authors support the thesis that the spraying process reduces the air content due to compaction, other authors claim that the spraying process introduces air into the concrete, consequently making the final mixture more porous and potentially less durable. To clarify this, this contribution investigates the influence of the spraying process on the final air pores in the concrete. For this, mixtures without and with air entrainer (varying the air between 0.9 and 28%) are studied before and after spraying in a fresh and hardened state. On the fresh state, the air content was measured before and after spraying without accelerator using the standard method described by ÖNORM B 4710-3. The porosity of the hardened samples is measured using computed tomography (CT). The CT analysis was refined by discriminating pores and cracks with trained deep-learning tools. Results show that, regardless of the initial air of the mixture, the final air content is always close to 3% after spraying for standards concretes but for concretes with high air content the final is higher than 3%.

## 1 Introduction

Shotcrete is a well-known construction method; however, in the last few years, this construction method has gained prominence due to the possibility of being used as a permanent lining in tunneling applications [1]. The increasing interest in using shotcrete as a permanent lining is because spraying concrete is the best technical solution for complex cross-section regions. Furthermore, it is important to recognize that utilizing shotcrete as a permanent lining offers additional benefits, including cost reduction, increased sustainability, and enhanced productivity. In terms of decarbonization, the primary advantage lies in material savings compared to conventional multi-layer linings, which are associated with high CO<sub>2</sub> equivalent emissions. The usual thick-walled in-situ concrete lining can be replaced by a much thinner,

waterproof and durable fiber-reinforced shotcrete lining.

Reducing the cement content aiming to optimize the mix design and reduce the GWP or adding fiber to increase the concrete mechanical behavior is a difficult task because in both scenarios the pumpability will be compromised. Thus, incorporating additional air by using an air-entraining admixture (AEA) is an effective and straightforward method to enhance the workability of concrete and, consequently, its pumpability [2].

In fact, adding extra air to improve the pumpability seems to be a smart solution. It's because the air content plays a big influence on the paste content and, adding extra air will increase the paste content artificially. Additionally, it's assumed that the final air will be reduced to 3% after spraying due to the compactness provoked by the spraying process [3]. However, a review of the literature reveals that the

air content after spraying can vary from 3% [4–7]. Therefore, it is crucial to understand the effects of pumping on the air content throughout the spraying process.

The introduction of air voids into the shotcrete takes place in three phases of the processing: (i) Air is introduced into the fresh concrete in the concrete mixer during the mixing process and, if necessary, this effect is enhanced by the addition of AEA. (ii) After the concrete is poured into the spraying machine's concrete-container, commonly a double-piston pump delivers concrete into the pump pipework on the mobile spraying unit. When the pistons retract, the concrete flows inside the pumping cylinders, filling the pumping cylinder chambers. During the filling process, the concrete is subjected to a negative pressure and, consequently, a suction behavior occurs and the air bubbles in the concrete expand [4,6,8]. Finally, the pistons pump the concrete through the hose until it reaches the nozzle. (iii) At the nozzle, the concrete is pressurized with air mixed with the accelerator, in which the main function is to homogenize the accelerator and introduce energy into the system in a way that the concrete is sprayed. Finally, when the concrete hits the stationary object surface, the substrate, the impact provoked by the spraying process breaks the void structure, implying an air content reduction [4,6–8].

Additionally, aiming to understand the spraying process impact on the pore size distribution, Choi et al. (2016) [9] investigated the AEA influence in sprayed concrete without accelerator and they identified that when the concrete was sprayed, part of the medium bubbles (100 – 1000 $\mu$ m) were released during the spraying process; on the other hand, the microbubbles (10 – 100  $\mu$ m) tend to increase. Yun et al. (2019) [5] also investigated the air content before and after spraying in mixtures without accelerator and they found similar behavior as Choi et al. (2016) [9]. Thus, the spraying process affects the spacing between bubbles; in mixes without AEA, the spraying process increases the spacing between bubbles, while in mixes with AEA, the spacing between bubbles decreases [5,9].

However, regarding sprayed concrete, accelerator usage is necessary in several cases, especially for tunneling applications. It's because the accelerator will improve the early age strength and, consequently, the buildability. Typically, when

evaluating air content after spraying, the influence of accelerator dosage is not considered, rendering the evaluation less representative. This is because the use of accelerators also increases the macroporosity of the sprayed concrete [1,10]. Additionally, the macropores tend to be perpendicular orientated to the spraying direction [10]. Not only that, the accelerator usage can also result in a cold joint due to the layering process due to the pulsation [1].

## 2 Research significance

Concrete for shotcrete normally presents a high paste volume (paste =  $\sum$ cement, fines < 125 $\mu$ m, water, additives, air) in a way to improve pumpability. One possible strategy to reduce the paste volume - and thus the part responsible for the major part of embodied CO<sub>2</sub>eq-emissions - not compromising the pumpability is adding air in a way to increase the paste volume artificially. Therefore, the primary objective of this research is to investigate the variation in air content throughout the spraying process, beginning from the fresh state, through the spraying machine (sprayed without accelerator), and concluding with the final application (sprayed with accelerator). Additionally, we aim to understand the process influences on the pore characteristics, the pore shape and distribution. As a further shotcrete requirement, the accelerator influences on the pore characteristic will also be investigated.

## 3 Materials and methods

### 3.1 Materials

Within the 'SpOC' research project (see acknowledgement), a series of tests to explore fiber shotcrete was investigated, from which the aspect of air entrainment into shotcrete is presented in the outlined paper. A common concrete composition for fiber shotcrete in Austria and southern Germany was agreed with the participating partners to be used, see Table 1.

The retarded, basic concrete mix without fibers (Mix ID T1) was provided by a local ready-mix-concrete in a truck, AEA, as well as different fibers, were added in individual batches. AEA (Mix ID T2 and T3) and fibers (Mix ID T4 to T15), were therefore poured into a 250L planetary mixer and mixed

in. The concrete was characterized following the tests presented in the next section.

Cement CEM II/A-S 42.5 R, regionally available aggregate 0/8mm with the grading curve shown in Figure 1 and chemical admixtures according to Table 3 were used. The different fiber properties can be found in Table 2.

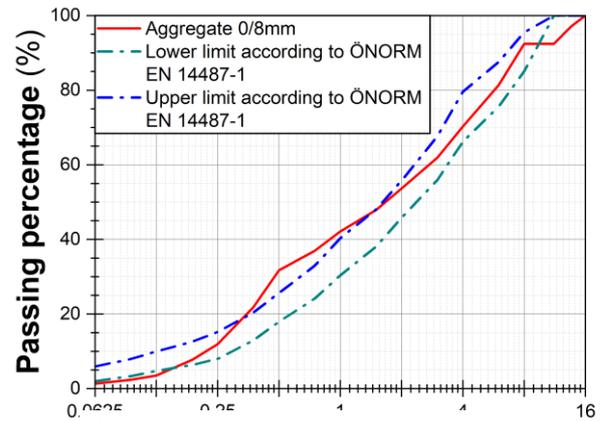


Figure 1: Aggregate grading curve

Table 1: Mix design

| Mix ID. | Cement                | Aggregate 0-8mm        | w/c  | AEA <sup>(1)</sup> | SP <sup>(2)</sup> | Ret. <sup>(3)</sup> | Macrofiber |                 | Microfiber |                 |
|---------|-----------------------|------------------------|------|--------------------|-------------------|---------------------|------------|-----------------|------------|-----------------|
|         |                       |                        |      |                    |                   |                     | Fiber type | Content (Vol.%) | Fiber type | Content (Vol.%) |
| T1      | 440 kg/m <sup>3</sup> | 1728 kg/m <sup>3</sup> | 0.45 | no                 | 0.65%             | 1.80%               | -          | 0.00%           | -          | 0.00%           |
| T2      |                       |                        |      | yes                |                   |                     | -          | 0.00%           | -          | 0.00%           |
| T3      |                       |                        |      | yes                |                   |                     | -          | 0.00%           | -          | 0.00%           |
| T4      |                       |                        |      | yes                |                   |                     | A          | 0.34%           | II         | 0.10%           |
| T5      |                       |                        |      | no                 |                   |                     | A          | 0.34%           | II         | 0.10%           |
| T6      |                       |                        |      | no                 |                   |                     | A          | 0.34%           | -          | 0.00%           |
| T7      |                       |                        |      | no                 |                   |                     | B          | 0.34%           | -          | 0.00%           |
| T8      |                       |                        |      | no                 |                   |                     | C          | 0.55%           | II         | 0.02%           |
| T9      |                       |                        |      | no                 |                   |                     | C          | 0.55%           | II         | 0.10%           |
| T11     |                       |                        |      | no                 |                   |                     | E          | 0.55%           | -          | 0.00%           |
| T14     |                       |                        |      | no                 |                   |                     | D          | 0.55%           | -          | 0.00%           |
| T15     |                       |                        |      | no                 |                   |                     | E          | 0.55%           | I          | 0.10%           |

<sup>(1)</sup> Air entrainer admixture amount/Cement

<sup>(2)</sup> Superplasticizer amount/Cement

<sup>(3)</sup> Retarder amount/Cement

Table 2: Fiber's properties

| Fiber      | ID.         | L (μm) | φ (μm) | λ      | f <sub>y</sub> (MPa) | E (MPa) | γ (kg/m <sup>3</sup> ) |      |
|------------|-------------|--------|--------|--------|----------------------|---------|------------------------|------|
| Macrofiber | Steel 1     | A      | 35     | 550    | 636                  | 1850    | 200000                 | 7850 |
|            | Steel 2     | B      | 35     | 600    | 58                   | 1250    | 210000                 | 7850 |
|            | Polymeric 1 | C      | 50     | 500    | 100                  | 620     | 11000                  | 910  |
|            | Polymeric 2 | D      | 50     | 500    | 100                  | 600     | 7400                   | 910  |
|            | Polymeric 3 | E      | 55     | -      | -                    | -       | -                      | 910  |
| Microfiber | Polymeric 1 | I      | 18     | 32     | 563                  | 287     | -                      | 910  |
|            | Hemp        | II     | 10     | 20-250 | -                    | -       | -                      | 1200 |

ID.: Fiber's identification

L: Fiber's length

f: Fiber's diameter

f<sub>y</sub>: Ultimate tensile strength

l: fiber's aspect ratio L/f

E: Fiber's Young modulus

g: Fiber's true density

**Table 3: Chemical admixture properties**

| Admixture        | Density<br>(g/cm <sup>3</sup> ) |
|------------------|---------------------------------|
| Accelerator      | 1,08                            |
| Retarder         | 1,10                            |
| Air entrainer    | 1,02                            |
| Superplasticizer | 1,05                            |

### 3.2 Fresh properties

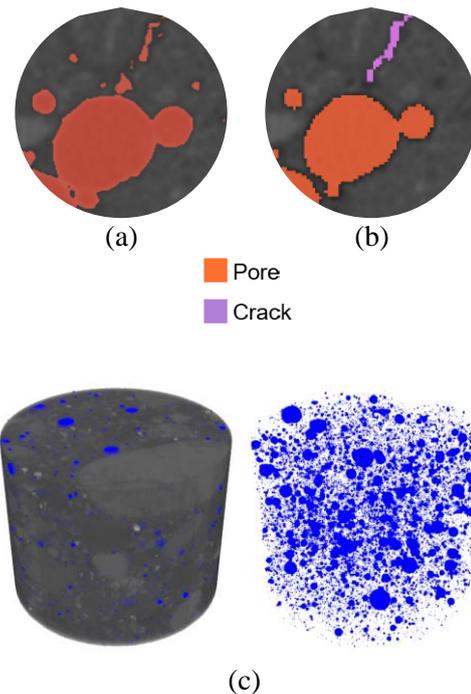
Regarding the fresh properties, the concrete was characterized by the following tests: i) spread flow and spread on the flow-table according to ÖNORM EN 12350-5 [11], ii) air content according to ÖNORM B 4710-3 [12], iii) V-Funnel test in accordance to ÖNORM EN 12350-9 [13].

### 3.3 $\mu$ -CT test

Three-dimensional structural characterization of the porosity was conducted using a lab-scale micro-computed tomography ( $\mu$ -CT) device (UniTOM XL, Tescan Orsay Holding).  $\mu$ -CT tests were performed on samples obtained from mixes T1 and T2 at three different stages during the application process: i) Cast – Produced conventionally, ii) Null – Sprayed in boxes without accelerator, and iii) ACC – Sprayed in boxes using accelerator. After curing, 24.×75.0mm<sup>2</sup> ( $\phi$ ×H) cores were drilled. These samples were used for low-resolution analysis: voxel size 45 $\mu$ m.

With the sample overviews obtained from the low resolution analysis, representative regions with dimensions of 9.40×7.30mm<sup>2</sup> ( $\phi$ ×H) were selected, avoiding areas with big coarse aggregates and/or big voids. For these regions, the voxel size was reduced to 7 $\mu$ m to improve the sample resolution and, consequently, the analysis (Figure 2 (c)).

Concerning the segmentation method, it was done by machine learning, more specifically by using the U-Net architecture from Dragonfly 2022.2 [11]. A standard threshold segmentation, commonly used in similar studies, was also carried out. However, with the latter method it was not possible to distinguish pores from cracks. Thus, the U-Net architecture was trained to distinguish pores, cracks, and concrete (i.e. paste and aggregates), Figure 2 (a) and (b).



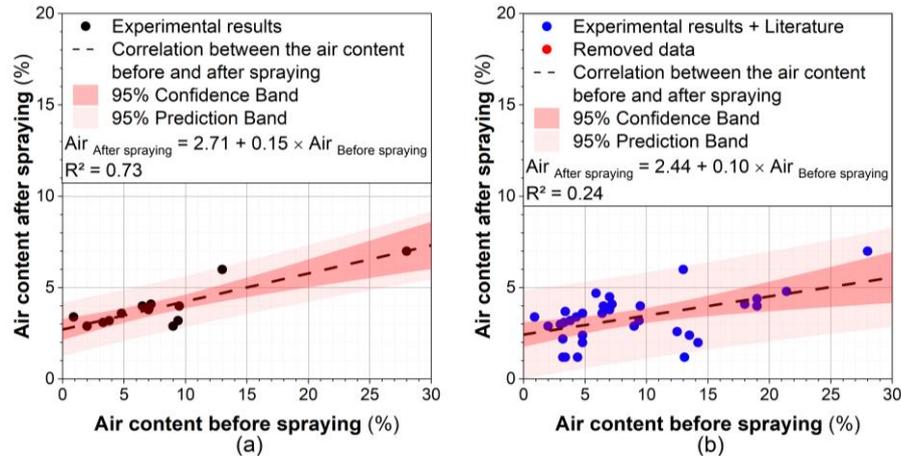
**Figure 2: Difference between segmentation methods: a) Threshold segmentation, b) Deep learning by using the U-Net architecture, and c) specimen pore distribution after the segmentation.**

## 4 Results

### 4.1 Fresh properties

The fresh properties can be found in Table 4. The most important relationship found so far is the one between the air content before and after spraying (see Figure 3). In Figure 3 (a), it's possible to see that the linear correlation analyzed between the air content before and after spraying of all tested mixes is quite good ( $R^2=0.73$ ), presenting a Pearson correlation factor of 0.85. However, when the literature is combined with this research results, the Pearson correlation factor reduces to 0.56, meaning only a weak correlation ( $R^2=0.24$ ). In fact, the results demonstrate that the spraying process normally reduces the air content (for our mixes with initial air content  $\geq 3\%$ ) from high values (in our case from 3.8% to 28%) to a narrow range of 3% - 7% of entrapped air. However, for mixes with initial air content lower than 3%, the spraying process will increase the air content after spraying (see mix T1 and T7). Moreover, Figure 3 suggests that while assuming a constant air content of 3% in

shotcrete, as recommended by the guideline [3], serves as a reasonable initial approximation, it may not be entirely accurate, particularly for mixtures with a high initial air content ( $\gg 7\%$ ).



**Figure 3: Correlation between air content before and after spraying: a) Experimental results and b) Experimental results and Literature review [4–7].**

**Table 4: Fresh properties results.**

| Mix Type      | Mix ID. | Spread flow         |                    | V-Funnel (sec.) | Before sprayed (%) | Air content After sprayed (%) |
|---------------|---------|---------------------|--------------------|-----------------|--------------------|-------------------------------|
|               |         | Before strokes (mm) | After strokes (mm) |                 |                    |                               |
| Without fiber | T1      | 345                 | 625                | 5               | 0,9                | 3,4                           |
|               | T2      | 300                 | 560                | 5               | 7,0                | 3,9                           |
|               | T3      | 345                 | 520                | (*)             | 28,0               | 7,0                           |
| With fiber    | T4      | 242,5               | 495                | (*)             | 13,0               | 6,0                           |
|               | T5      | (*)                 | (*)                | 5               | 6,5                | 4,0                           |
|               | T6      | 385                 | 600                | 4               | 4,5                | (*)                           |
|               | T7      | 390                 | 605                | 7               | 2,0                | 2,9                           |
|               | T8      | 330                 | 550                | (*)             | 3,8                | 3,2                           |
|               | T9      | 265                 | 488                | Blockage        | 7,0                | 3,8                           |
|               | T11     | 320                 | 505                | 4               | 4,8                | 3,6                           |
|               | T14     | 345                 | 555                | 4               | 9,5                | 4,0                           |
| T15           | 245     | 465                 | Blockage           | 7,2             | 4,1                |                               |

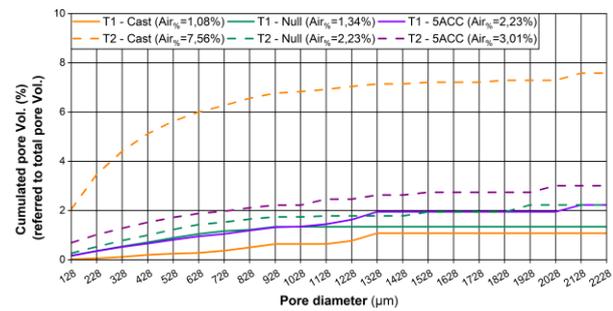
(\*) : Not performed test

## 4.2 $\mu$ -CT results

The pore size distribution of (non-containing fibres) samples T1 and T2, without and with AEA, respectively, as evaluated by  $\mu$ -CT is shown in Figure 4. Starting with the concrete T1 (mixture without AEA), analyzing Figure 4, it's possible to see that the air content before spraying was 1.08%, increasing by 24.1% to 1.34% after spraying without accelerator ("Nullbeton"). However, when the accelerator was used the air content increased 106.5%, reaching 2.23%, showing the same behavior verified at fresh state (Table 4). However, analyzing the concrete T2 (with AEA), Figure 4, the spraying process reduced the air content from 7.56% to 2.23% by 71.1% without the accelerator but, when the accelerator was used, the air content increased again from 2,23% to 3,01% by 35% after spraying. This result clearly evidences that the accelerator usage interferes with the air content after spraying and this factor/parameter needs to be considered.

The general assumption that the spraying process reduces the air content is not always valid. For the concrete T1, in which the initial air was lower, the spraying process introduced air, however, for the concrete T2, in which the initial air was higher, the spraying process reduced the air. Comparing the  $\mu$ -CT (Cast vs. Null) and the standard method (Before spraying vs. After spraying), the results are slightly different regarding the absolute values and the main hypothesis is that it's because the air was measured in different concrete stages (fresh and hard) and by different methods, leading to different values.

Regarding the spraying process's influences on the pore distribution, by analyzing, it's evident that the spraying process changes drastically the pore size distribution, especially those smaller than 1000 $\mu$ m. For the concrete with AEA, it's important to highlight that the most impacted range is the range of the artificially introduced pores (as intended to be in the range of 10 $\mu$ m-300 $\mu$ m or corresponding to the investigated class [28,228]. Analyzing the concretes sprayed without accelerator, it was noticed that in both cases the pore amount in the range of [28, 628] stayed on the same level, indicating that the spraying process may act normalizing the pore size. However, when the accelerator is used, this behavior is not noticed. This behavior clearly reinforces the assumption that the air content after spraying must be evaluated in sprayed concrete with the accelerator.



**Figure 4: Concretes T1 and T2 pore's volume compared to the total pore volume measured by  $\mu$ -CT analysis**

## 5 Conclusions and outlook

From the analysis of the results obtained the following conclusions can be drawn:

- Concerning the air content before and after spraying of all investigated mixes with and without fibers: The air content tends to reach a value after spraying in a significantly narrower range than before spraying with a tendency to reach 3-5% nearly independent of the initial content. Consequently, the recommended air content of 3% of the guideline [3] can be confirmed as a good first assumption. But for concretes with very high air content before spraying out of the normal range ( $> 7\%$ ), the air content clearly exaggerates a constant value of 3% according to a determined correlation (see Figure 3). Such air content should be taken into account during the mix design evaluation.
- The  $\mu$ -CT test shows that the main air pores released during the spraying process are those with diameters smaller than 1000 $\mu$ m. However, part of this range contains the pores responsible for improving the freeze and thaw resistance (in a range of 10 $\mu$ m to 300 $\mu$ m). Thus, knowing that the final air is dependent on the initially entrained air (in the fresh concrete), will be important in investigating the freeze-thaw resistance of concretes with high air content, assuming that part of the air will be inside the matrix and, consequently, may collaborate with the freeze-thaw resistance.

- The accelerator clearly influences the air concrete after spraying, increasing the air content compared to sprayed mixes without the accelerator (“Nullbeton”). However, it’s not clear how the accelerator dosage influences the air content after spraying, which needs to be investigated.
- Finally, both methods (fresh concrete testing and  $\mu$ -CT) used to evaluate the air content showed the same trends. However, regarding the standard fresh concrete test, it’s not possible to evaluate the air content after spraying with an accelerator, but very well by means of  $\mu$ -CT which furthermore gives insights into the pore size distribution.
- The spraying machine and the concrete properties (fresh and rheological properties) could be influencing the relationship between the air content before and after spraying. Thus, aiming to improve this evaluation, these parameters’ influences need to be investigated in the future.

## 6 Acknowledgement

The study was performed as part of the collective research project “SpOC” (FFG funding Nr. FO999896972). We thank all involved companies for providing the material, special thanks to Master Builder Solutions at Trostberg for materials and equipment.

## 7 Literatur

- [1] M. Sakoparnig, I. Galan, W. Kusterle, B. Lindlar, G. Koraimann, T. Angerer, F.R. Steindl, L.G. Briendl, S. Jehle, J. Flotzinger, J. Juhart, F. Mittermayr, *On the significance of accelerator enriched layers in wet-mix shotcrete, Tunnelling and Underground Space Technology* 131 (2023) 104764. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2022.104764>.
- [2] M. Jolin, D. Beaupré, *Understanding Wet-Mix Shotcrete: Mix Design, Specifications, and Placement*, in: Surface Support Linnars 2003, Quebec, Canada, 2003: pp. 6–12.
- [3] ÖNORM EN 14487-1: Spritzbeton - Teil 1: *Begriffe, Festlegungen und Konformität*, (2023).
- [4] S. Talukdar, R. Heere, *The effects of pumping on the air content and void structure of air-entrained, wet mix fibre reinforced shotcrete*, Case

Studies in Construction Materials 11 (2019) e00288.

<https://doi.org/10.1016/j.cscm.2019.e00288>.

[5] K.-K. Yun, P. Choi, J.H. Yeon, *Microscopic investigations on the air-void characteristics of wet-mix shotcrete*, Journal of Materials Research and Technology 8 (2019) 1674–1683. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2018.12.003>.

[6] R. PLEAU, M. PIGEON, A. LAMONTAGNE, M. LESSARD, *Influence of Pumping on Characteristics of Air-Void System of High-Performance Concrete*, TRANSPORTATION RESEARCH RECORD 1478 (1995) 30–36.

[7] D. Beaupré, *RHEOLOGY OF HIGH PERFORMANCE SHOTCRETE*, Thesis, THE UNIVERSITY OF BRITISH COLUMBIA, 1994.

[8] J. Vosahlik, K.A. Riding, D. Feys, W. Lindquist, L. Keller, S. Van Zetten, B. Schulz, *Concrete pumping and its effect on the air void system*, Mater Struct 51 (2018) 94. <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1204-1>.

[9] P. Choi, J.H. Yeon, K.-K. Yun, *Air-void structure, strength, and permeability of wet-mix shotcrete before and after shotcreting operation: The influences of silica fume and air-entraining agent, Cement and Concrete Composites* 70 (2016) 69–77. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.03.012>

[10] N. Trussell, M.S. Hårr, G. Kjekka, I. Asadi, P.E. Endrerud, S. Jacobsen, *Anisotropy and macro porosity in wet sprayed concrete: Laminations, fibre orientation and macro pore properties measured by image analysis, PF test, water penetration and CT scanning*, Construction and Building Materials 389 (2023) 131715. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131715>

[11] ÖNORM EN 12350-5: *Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß*, (2019).

[12] ÖNORM B 4710-3: *Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität - Teil 3: Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe*, (2023).

[13] ÖNORM EN 12350-9: *Prüfung von Frischbeton - Teil 9: Selbstverdichtender Beton - Auslauftrichter-versuch*, (2010).

[14] *Dragonfly* 2022.2, (2022). <https://www.the-objects.com/dragonfly>.





**ABA**

KIRCHDORFER  
CONCRETE SOLUTIONS

