

28. Münchener Massivbau Seminar

22. November 2024



Leitung

Ordinarius
Lehrstuhl für Massivbau
Univ.-Prof. Dr.-Ing.
Dipl.-Wirt. Ing.
Oliver Fischer

© Förderverein Massivbau der TU München e.V. 2024

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen und Warenbezeichnungen usw. in diesem Buch berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, dass solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz- Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürfen.

Sollte in diesem Werk direkt oder indirekt auf Gesetze, Vorschriften oder Richtlinien (z.B. DIN, VDI, VDE) Bezug genommen oder aus ihnen zitiert worden sein, so kann der Förderverein Massivbau der TU München e.V. keine Gewähr für die Richtigkeit, Vollständigkeit oder Aktualität übernehmen. Es empfiehlt sich daher, ggf. für eigene Arbeiten die vollständigen Vorschriften oder Richtlinien in der jeweils gültigen Fassung heranzuziehen.

Unser besonderer Dank gilt allen Autoren, unterstützenden Organisationen und Unternehmen, die diesen Tagungsband ermöglicht haben. Zudem möchten wir den beteiligten Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Lehrstuhls für Massivbau, Herrn *Leopold Staller*, Herrn *Mohammad Olabi* und Herrn *Johannes Fröse*, sowie der *Offsetdruck Fischer GmbH* in Kirchheim für die Zusammenstellung und Drucklegung des Tagungsbands danken.

Vorwort

Sehr geehrte Damen und Herren,
verehrte Gäste und Mitglieder unseres Fördervereins,
liebe Kolleginnen und Kollegen,

auch in diesem Jahr ist es mir eine besondere Ehre, Sie zum mittlerweile 28. Münchener Massivbau Seminar an der Technischen Universität München (TUM) begrüßen zu dürfen.

Das Massivbau Seminar wird wiederum gemeinsam durch den *Förderverein für Massivbau der TU München e.V.* und den *Lehrstuhl für Massivbau* der TUM ausgerichtet. Nach der Erstauflage im Jahr 1997, anlässlich des 70. Geburtstags von Prof. Kupfer, hat sich unser Seminar in den zurückliegenden Jahren als beliebte Veranstaltung und Austauschplattform in der Fachwelt etabliert und stetig weiterentwickelt. Dabei sind wir bis heute dem ursprünglichen Ansatz im Kern treu geblieben: mit praxisrelevanten Beiträgen, aktuellen Entwicklungen, anspruchsvollen Planungs- und Bauvorhaben sowie mit neuen Erkenntnissen aus der Forschung wollen wir forschende, planende und ausführende Ingenieurinnen und Ingenieure aus dem gesamten Konstruktiven Ingenieurbau ansprechen.

Unsere Referentinnen und Referenten aus Forschung und Praxis berichten über die Fortschreibung des Regelwerks und aktuelle Herausforderungen ebenso wie über herausragende Bauvorhaben, über besondere statisch-konstruktive Fragestellungen und vielversprechende Entwicklungen im konstruktiven Ingenieur- und Brückenbau sowie im Tief- und Tunnelbau – vom nachhaltigen Entwurf, über Planung und Realisierung bis hin zur Beurteilung, der Ertüchtigung/Verstärkung

und des Umbaus der bestehenden Bausubstanz. Zudem erhalten Sie wieder einen Einblick in laufende Forschungsvorhaben und aktuelle Entwicklungen am *Lehrstuhl für Massivbau* und der angegliederten experimentellen Forschungseinrichtungen, dem *Laboratorium für Konstruktiven Ingenieurbau* (LKI) sowie dem *Materialprüfungsamt für das Bauwesen* (MPA BAU). Der vorliegende Tagungsband enthält eine Schriftfassung der Vorträge und steht darüber hinaus in digitaler Form zum Download zur Verfügung (siehe vorletzte Seite). Wir freuen uns auf interessante Vorträge, auf viele anregende Gespräche mit einem intensiven und fruchtbaren fachlichen Austausch sowie auf die erfolgreiche Fortsetzung der Zusammenkunft der Massivbauer/-innen an der TUM. Unser Seminar soll dabei wieder eine Brücke zwischen der Wissenschaft und der Praxis schlagen und als gemeinsame Plattform die Diskussion innovativer und ganzheitlicher Ingenieurlösungen anregen. Die Teilnehmer rekrutieren sich traditionell vor allem aus Ingenieurbüros und Baufirmen, aus der Bauverwaltung, aus Verbänden und anderen Einrichtungen rund um das gesamte Bauwesen und benachbarten Disziplinen. Darüber hinaus verzeichnen wir über die Jahre hinweg eine erfreulich steigende Zahl an teilnehmenden Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftlern aus dem In- und Ausland sowie interessierten Studierenden.

Auf der Abendveranstaltung wird traditionell auch der mit 2 500 € dotierte „Münchener Massivbau Preis“ durch den Vorsitzenden unseres Fördervereins, Herrn Prof. Willberg, verliehen. Mit diesem durch den *Förderverein Massivbau der TU München e.V.* ausgelobten Preis werden jährlich herausragende Absolventinnen und Absolventen des Masterstudiums Bauingenieurwesen mit Schwerpunkt Massivbau ausgezeichnet. Darüber hinaus wird zum zweiten Mal das „Münchener Massivbau Stipendium“ des Fördervereins vergeben, mit dem jeweils für ein Kalenderjahr zwei besonders qualifizierte Studierende im Masterstudium mit je 300 € monatlich unterstützt werden. Die neuen Stipendiaten des Fördervereins werden wiederum im Rahmen der Abendveranstaltung vorgestellt. Bei allen Vortragenden, bei den Verfassern der Seminarbeiträge, den ausstellenden Firmen, allen Unter-

stützern und Mitgliedern unseres Fördervereins Massivbau der TU München e.V. sowie bei den in die Vorbereitung und die Durchführung eingebundenen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Lehrstuhls für Massivbau bedanke ich mich herzlich für das Zustandekommen des Seminars.

Zu danken ist auch den nachfolgend genannten Organisationen und Unternehmen, die die Veranstaltung und die Erstellung des Tagungsbandes finanziell unterstützen.

- ▷ Adolf Würth GmbH & Co. KG
- ▷ bauart Konstruktions GmbH & Co. KG
- ▷ Bayerische Ingenieurekammer-Bau
- ▷ Bergmeister Ingenieure GmbH
- ▷ BBV Systems GmbH
- ▷ BSR Ingenieure GmbH
- ▷ Büchting + Streit AG
- ▷ Dlubal Software GmbH
- ▷ Dr. Baumgärtner GmbH
- ▷ Ernst & Sohn GmbH
- ▷ henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH
- ▷ ISP-Scholz Beratende Ingenieure AG
- ▷ Konstruktionsgruppe Bauen AG
- ▷ SCHWENK Zement GmbH & Co. KG
- ▷ SOCOTEC Deutschland Holding GmbH
- ▷ SOFiSTiK AG
- ▷ SSF Ingenieure AG
- ▷ Suess Staller Schmitt Ingenieure GmbH

- ▷ SuessCo Sensors GmbH
- ▷ Technische Universität München, MPA BAU, Abt. Massivbau
- ▷ Wayss & Freytag Ingenieurbau AG
- ▷ WTM Engineers GmbH
- ▷ Zilch + Müller Ingenieure GmbH

Mein wissenschaftliches Team und ich freuen uns wieder auf interessante Vorträge aus verschiedensten Bereichen des Massivbaus, auf eine rege fachliche Diskussion und die erfolgreiche Fortsetzung unserer Zusammenkunft der im Massivbau und dem gesamten Konstruktiven Ingenieurbau tätigen Ingenieurinnen und Ingenieure an der Technischen Universität München. Gleichzeitig möchten wir Sie bereits heute auf den nächsten Termin hinweisen und laden Sie ein, uns auch im kommenden Jahr am Freitag, den 21. November 2025, anlässlich des 29. Münchener Massivbau Seminars an der TUM zu besuchen. Merken Sie sich bitte den Termin vor und bleiben Sie uns gewogen.

gez. Oliver Fischer

München, im November 2024

Inhalt

Betonbau – Quo vadis?	1
Walter Kaufmann	
Verbundwerkstoff Stahlbeton: Forschung, Entwicklung und Anwendung.....	11
Leopold Staller, Johannes Fröse, Oliver Fischer	
Verteilte faseroptische Dehnungsmessung an bestehenden Spann- betonbrücken - Erkenntnisse aus Laborversuchen und Feldmessungen	29
Harald Burger, Oliver Fischer	
Datengestützter Beton-3D-Druck.....	43
Daniel Auer, Freek Bos, Oliver Fischer	
SAP Garden - Zentrum für Spitzenleistung	53
Martin Elze	
Betonfertigteile im Hochhausbau	65
Hubert Bachmann	
Entwurf und Herstellung der Neckartalbrücke Horb.....	79
Marcel Abele, Christoph Maulhardt, Holger Haug	
Ingenieurmäßiger Rückbau von Großbrücken - Fragestellungen aus der Planung und Prüfung	87
Jan Lingemann	
2SBSS - Station Marienhof: Aktuelle Bautätigkeiten und konstruktive Besonderheiten an Münchens derzeit tiefster Baustelle	97
Robert Listl	

In-situ Messung und Berechnung der Schnittgrößen in Tübingtunnelschalen am Beispiel der U5 in Frankfurt am Main - Übereinstimmungen, Unterschiede und weitere Erkenntnisse	105
Fabian Rauch, Oliver Fischer	
Emissionsarme, kreislaufgerechte Innenschalen - Aktuelle Forschungen	117
Konrad Bergmeister	
Inserentenverzeichnis	133
Digitale Version zum Download	135

Betonbau – Quo vadis?

<https://doi.org/10.14459/mbs28.01>

Walter Kaufmann



Prof. Dr. Walter Kaufmann

1987-92 Studium Bauingenieurwissenschaften,
ETH Zürich
1993-99 Wissenschaftlicher Mitarbeiter und Lehr-
beauftragter, ETH Zürich
1998 Promotion am Institut für Baustatik und Kon-
struktion, ETH Zürich
1999-2014 Praxistätigkeit in der Tragwerks-
Projektierung (Spanien, Schweiz)
seit 2014 Ordentlicher Professor an der ETH Zürich
(Massiv- und Brückenbau)

Als maßgeblicher Treiber des Klimawandels und dominante Bauweise der alternden Infrastruktur in Industrieländern steht der Betonbau vor großen Herausforderungen. Der Beitrag zeigt auf, dass Beton Teil der Lösung sein muss, und wie dies durch dauerhafte und materialeffiziente Tragwerke schon heute möglich ist – viel früher, als Zement weltweit klimaneutral wird. Abschließend werden ausgewählte Projekte an der ETH vorgestellt, welche diese Ziele verfolgen.

As major driver of climate change and dominant material in the aging infrastructure of industrialised countries, concrete construction faces major challenges. This article highlights that concrete must be part of the solution, and discusses how this can be achieved already today through durable and material-efficient structures – much before cement will be carbon neutral worldwide. It concludes by presenting a selection of projects at ETH Zurich pursuing these goals.

Einleitung / Ausgangslage

Ausgangslage

Die Bauindustrie steht vor großen Herausforderungen. Als maßgeblicher Treiber des Klimawandels gilt es, die Treibhausgasemissionen und den Ressourcenverbrauch drastisch zu reduzieren – trotz der prognostizierten Verdoppelung der gebauten Geschossfläche, mit gesteigerter Bautätigkeit vor allem in Entwicklungs- und Schwellenländern. Zudem altert die gebaute Umwelt unaufhaltsam, und insbesondere die stark exponierte Straßeninfrastruktur hat in vielen Ländern die geplante Lebensdauer bereits erreicht. Brückeneinstürze sind dabei nur die Spitze des Eisbergs.

Der Betonbau steht hier im Rampenlicht, verursacht er doch rund die Hälfte der weltweiten baulich bedingten Treibhausgasemissionen, und die alternde Infrastruktur besteht zu einem großen Teil aus Stahl- und Spannbeton. Vor diesem Hintergrund scheint die heute populäre Forderung nach einem Ersatz von Beton durch alternative Baustoffe berechtigt. Sollen wir also die Lehre und Forschung im Betonbau einstellen?

Betonbau – Teil der Lösung

Wer sich mit der Thematik auseinandersetzt erkennt rasch, dass das Gegenteil zutrifft und der Betonbau weltweit die wichtigste Bauweise bleiben wird. Einerseits ist sein großer ökologischer Fußabdruck nicht primär den Baustoffen geschuldet, sondern der gewaltigen Verbreitung¹, so dass der Ersatz von Beton durch andere Materialien die Emissionen und den Ressourcenverbrauch nur unwesentlich reduzieren könnte. Andererseits können alternative Baustoffe nur einen kleinen Teil des Materialbedarfs der Bauindustrie decken; insbesondere Holz ist eine begrenzte Ressource². Hinzu kommt, dass sich Entwicklungs- und Schwellenländer die Mehrkosten alternativer Bauweisen nicht leisten können und Beton für stark exponierte Bauteile faktisch alternativlos ist. Der Betonbau muss somit einen großen Teil zur Lösung der aktuellen Herausforderungen beitragen – was intensive Bemühungen in Forschung, Aus- und Weiterbildung erfordert.

¹ Jährlich werden weltweit ca. 2 m³ Beton pro Kopf verbaut, insgesamt rund 15 Milliarden m³ (geschätzt auf Basis des Zementverbrauchs).

² Die Bauholzproduktion beträgt weltweit ca. 1/8 des Betonverbrauchs.

Handlungsfelder

Der konstruktive Betonbau könnte es sich einfach machen und darauf vertrauen, dass Beton, wie von der Zementindustrie angestrebt, bis 2050 CO₂-neutral wird. Dies ist zweifellos erstrebenswert, der Zeithorizont aber lang, und der Ressourcenverbrauch verbleibt. Wir müssen daher parallel dazu Lösungen finden, um schon heute (i) materialeffiziente Betonbauten wirtschaftlich konkurrenzfähig zu machen und (ii) die Lebensdauer neuer Betonbauten zu erhöhen und diejenige bestehender Betonbauten – möglichst ohne Maßnahmen und mit vertretbaren Risiken – zu verlängern. Als Grundlage dafür muss zudem (iii) die ökologische Nachhaltigkeit von (Beton-)Bauten zutreffend beurteilt werden. Diese drei Handlungsfelder werden nachfolgend (in abgetauschter Reihenfolge) kurz erläutert, bevor einige Lösungsansätze der Professur des Autors aufgezeigt werden.

Ökologische Nachhaltigkeit von (Beton-)Bauten

Die ökologische Nachhaltigkeit im Bau wird heute oft einzig auf Basis der CO₂-Äquivalenzwerte³ von Baustoffen beurteilt. Dies vermag die Komplexität des Themas jedoch nicht ansatzweise zu erfassen. Stattdessen ist eine ganzheitliche Betrachtung erforderlich, bei der alle wesentlichen Einflussfaktoren und ihre Wechselwirkungen zu berücksichtigen sind. Die wichtigsten Aspekte werden nachfolgend am Beispiel von Geschossdecken (die einen großen Teil des Bauvolumens ausmachen) kurz erläutert.

Auch Laien sollte klar sein, dass die CO₂-Äquivalenzwerte der Baustoffe für einen aussagekräftigen Vergleich auf ihre Leistung (Steifigkeit, Festigkeit, Duktilität) bezogen werden müssen: Offensichtlich wird weniger Material benötigt, wenn dieses eine höhere Festigkeit und Steifigkeit hat. Von zentraler Bedeutung ist zudem, dass die statische Effizienz von Querschnitten und Tragsystem berücksichtigt wird. Abb. 1 illustriert dies vereinfacht für einachsige tragende Systeme. Zweiachsige tragende Decken – wie sie im Betonbau üblich sind – sind nochmals effizienter, und mit einer Vorspannung (Kompensation der Durchbiegungen) sind weitere Optimierungen möglich. Der Materialverbrauch effizienter und ineffizienter Tragwerke unterscheidet sich also um mehr als eine Größenordnung.

³ Treibhausgasemissionen in äquivalenten kg CO₂ pro kg oder m³ Baustoff.

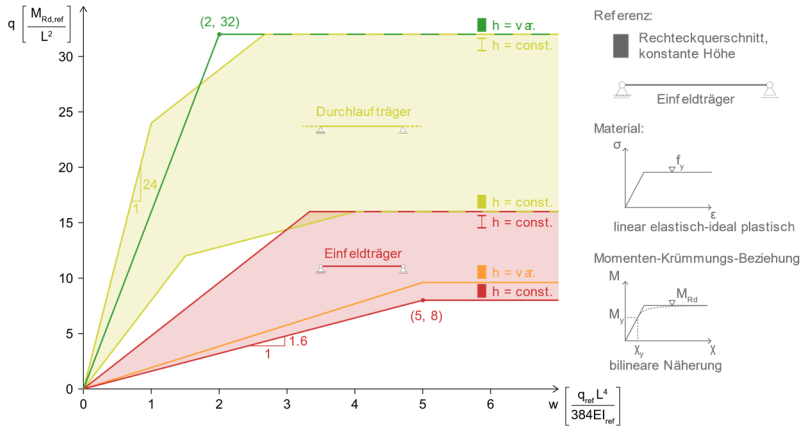


Abb. 1: Last-Verformungsbeziehungen homogener Träger mit identischer Masse und Spannweite, aber unterschiedlichem statischem System und Querschnitt (Gurtquerschnitt gleiche Höhe, variabler Querschnitt gleiche Breite wie Referenz).

Weiter ist zu berücksichtigen, dass je nach Bauweise unterschiedliche Tragwerke möglich sind, wobei die Betonbauweise eigentlich für statisch effiziente Systeme prädestiniert ist (mehr dazu im folgenden Kapitel). Zudem beeinflusst das Tragwerk insbesondere im Hochbau andere Bauwerksteile⁴ und übernimmt je nach Bauweise Funktionen⁵ resp. erfüllt Anforderungen⁶, die in anderen Fällen zusätzliche Elemente übernehmen resp. erfüllen müssen. Diese indirekten Einflüsse können in der Gesamtbetrachtung der ökologischen Nachhaltigkeit überwiegen.

Absolut entscheidend für die Nachhaltigkeit ist schließlich die Nutzungsdauer, über welche der Ressourcenverbrauch und die Emissionen bei der Erstellung quasi amortisiert werden können (siehe separates Kapitel).

Die Diskussion um die “richtigen” CO₂-Äquivalenzwerte – die je nach Produktionsart, Systemabgrenzung und Methodik stark variieren – wird durch all diese mindestens ebenso relevanten Aspekte stark relativiert.

⁴ z.B. Einfluss von Bauhöhe und Gewicht der Geschossdecken auf horizontale Aussteifung, Foundation, Fassade und vertikale Erschließung.

⁵ z.B. Brandschutz, Schall- und Trittschallisolation, Haustechnikleitungen.

⁶ z.B. Feuchtebeständigkeit, Raumabschluss, definitive Oberfläche.

Materialeffizienz versus Wirtschaftlichkeit

Dass durch statisch effiziente Tragwerke Material eingespart werden kann, ist keineswegs eine neue Erkenntnis. Die Entwicklung des Betonbaus zeigt jedoch eine gegenläufige Tendenz. So wurden z.B. Geschossdecken in der Anfangszeit des Betonbaus als effiziente, aufgelöste Rippen-, Kassetten- oder Pilzdecken ausgeführt, seit etwa 50 Jahren bauen wir hingegen zunehmend Flachdecken. Diese minimieren den (in Industrieländern teuren und daher gegenüber den Materialkosten dominanten) Planungs- und Arbeitsaufwand und sind somit trotz höherem Materialverbrauch wirtschaftlicher. Durch diese negative Korrelation von Kosten und Materialverbrauch besteht kein wirtschaftlicher Anreiz, Betonbauten materialeffizienter zu machen, zumal andere Bauweisen in der Regel deutlich teurer sind.

Angesichts der Klimakrise ist hier ein Umdenken zu Gunsten emissionsarmer Bauweisen nötig. Dies kann grundsätzlich durch politische Maßnahmen erreicht werden, womit aber eine Erhöhung der Baukosten einhergeht. Diese Mehrkosten sind selbst in Industrieländern unbeliebt und können Schwellen- und Entwicklungsländern – wo die zukünftige Neubautätigkeit zum größten Teil stattfindet – kaum auferlegt werden. Wir müssen daher Planungs- und Fertigungsverfahren entwickeln, mit denen emissionsarme Bauten möglichst ohne Mehrkosten erstellt werden können. Für Geschossdecken sind hier materialeffiziente Betonlösungen erfolgsversprechend, da sie einen Großteil der indirekten Vorteile von Flachdecken^{5,6} beibehalten und zudem durch ihr geringeres Gewicht Einsparungen⁴ ermöglichen. Dazu müssen jedoch die Kosten geometrisch komplizierter Schalungen (beispielsweise mit digitalen Planungs- und Fertigungsverfahren) reduziert werden und das Bewusstsein, dass weder die Emissionen noch die Wirtschaftlichkeit eines Tragwerks isoliert beurteilt werden dürfen, sondern eine Gesamtbetrachtung des Bauwerks nötig ist, muss gestärkt werden.

Maximierung der Lebensdauer

Bestandsbauten

Insbesondere in den Industrieländern mit ihrer gewaltigen Menge gebauter Umwelt ist die Erhaltung von Bauwerken die wirksamste Maßnahme zur Reduktion von Ressourcenverbrauch und Emissionen. Leider werden insbesondere Gebäude häufig ersetzt, bevor das Tragwerk seine Lebensdauer

erreicht. Dies, weil sie den Ansprüchen an die Nutzung – die sich allenfalls ändert – nicht mehr gerecht werden. Diesem Problem kann mit Suffizienz, Nutzungsflexibilität oder Zirkularität begegnet werden. Auf diese Fragestellungen kann hier aus Platzgründen nicht eingegangen werden.

Infrastrukturbauten werden hingegen oft ersetzt, weil sie die normgemäßen Anforderungen an die Tragsicherheit nicht mehr erfüllen. Typische Ursachen dafür sind Schädigungen, höhere Lasten oder geänderte Normen. In vielen Fällen ist dabei nicht à priori klar, ob es sich um tatsächliche oder nur normative Tragsicherheitsdefizite handelt. Um mit vertretbarem Risiko auf potentiell unnötige Verstärkungen oder gar einen Ersatz verzichten zu können, muss das tatsächliche Tragverhalten realitätsnah erfasst werden. Trotz intensiver Forschung in den letzten Jahrzehnten⁷ fehlen dafür aber in vielen Fällen noch immer Grundlagen. Wissenslücken mit entsprechendem Forschungsbedarf bestehen beispielsweise bei lokaler Korrosion oder kombinierter Beanspruchung, insbesondere bei innerlich hochgradig statisch unbestimmten Bauteilen wie Fahrbahnplatten und Trägerstegen.

Neubauten

Seit der Anfangszeit des Betonbaus wird die Dauerhaftigkeit primär durch den Überdeckungsbeton gewährleistet, der die Bewehrung vor Korrosion schützt. Mit den heutigen, viel größeren und dichteren Betondeckungen wird zweifellos eine viel längere Lebensdauer erreicht als bei den Brücken aus den 1970er Jahren, die uns heute große Probleme im Erhalt bereiten.

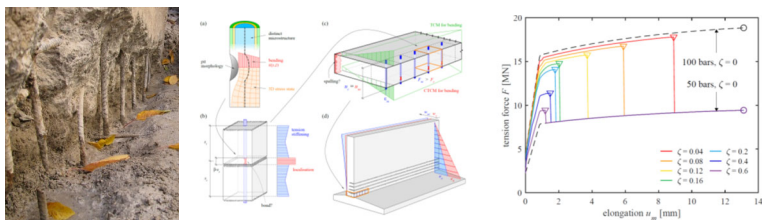


Abb. 2: Lokal korrodierte Winkelstützmauern und korrodiertes Zuggurtmodell [1].

⁷ Mit starkem Fokus auf ausgewählte Themen wie z.B. Querkraftwiderstand stark vorgespannter Träger unter reiner Längsbeanspruchung.

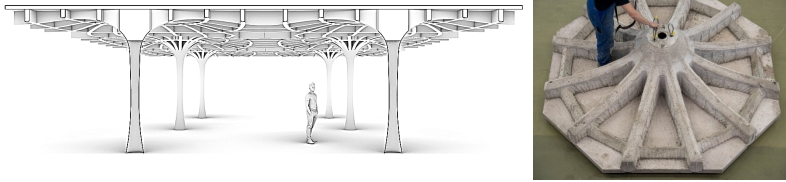


Abb. 3: Digital gefertigte Rippendecke [2].

Bei stark exponierten Bauwerken könnte es jedoch nachhaltiger sein, trotz beträchtlich höherer initialer Kosten und Treibhausgasemissionen nichtrostenden Betonstahl oder nichtmetallische Bewehrungen einzusetzen und dadurch die Korrosion zu verhindern, statt sie nur hinauszuzögern. Insbesondere bei der Verkehrsinfrastruktur, deren Instandsetzung oder Ersatz mit hohen indirekten Kosten und Emissionen verbunden sind, sollten solche Lösungen, unter Einbezug aktueller Forschungsergebnisse, vermehrt geprüft und zumindest im Sinne von Pilotprojekten umgesetzt werden.

Lösungsansätze an der ETH Zürich

An der Professur des Autors an der ETH Zürich werden aktuell verschiedene Projekte verfolgt, um neue Betonbauten materialeffizienter zu machen und die Lebensdauer bestehender und neuer Betonbauten zu verlängern. Einige davon sind in Abb. 2-5 dargestellt. Sie werden (zusammen mit weiteren Projekten) im Vortrag näher erläutert.

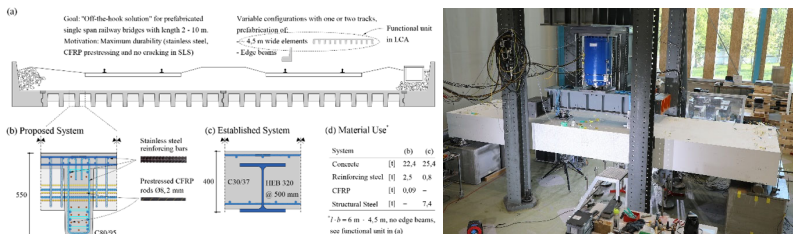


Abb. 4: SBB-Systembrücke mit CFK-Vorspannung [3].

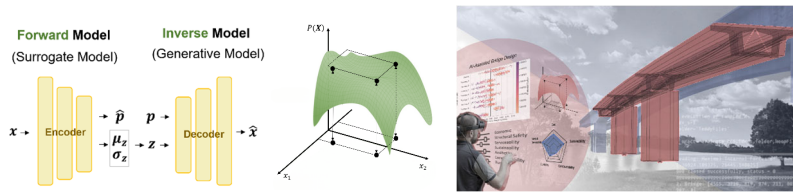


Abb. 5: Kopilot für den Brückenentwurf [4].

Fazit

Der Betonbau muss einen großen Teil zur Lösung der großen Herausforderungen der Bauindustrie beitragen. Statt darauf zu warten, dass Beton durch Innovationen auf Baustoffebene zur CO₂-Senke wird, müssen wir zeitnah Lösungen finden, um materiaeffiziente Betonbauten wirtschaftlich konkurrenzfähig zu machen und die Lebensdauer neuer Betonbauten zu erhöhen sowie diejenige bestehender Bauwerke zu verlängern – möglichst ohne Maßnahmen, jedoch mit vertretbaren Risiken. Dafür braucht es Lehre und Forschung, aber auch innovationsoffene Bauherrschaften, die bereit sind, den dafür erforderlichen höheren Planungsaufwand angemessen zu honorieren und gegebenenfalls höhere Investitionskosten zu tragen.

Literatur

- [1] Häfliger, S.: “Load-deformation behaviour of reinforced concrete structures affected by local corrosion,” *Doctoral Thesis*, ETH Zürich, 2023.
- [2] Huber, T.; Burger, J.; Mata-Falcón, J.; Kaufmann, W.: “Structural design and testing of material optimized ribbed RC slabs with 3D printed formwork,” *Structural Concrete*, vol. 24, no. 2, 2023.
- [3] Näsborn, A.; Thoma, K.; Kaufmann, W.: “Construction and Testing of a CFRP-prestressed Railway Bridge Prototype,” IABSE Symposium Report, Manchester, 2024.
- [4] Balmer, V. et al.: “Design Space Exploration and Explanation via Conditional Variational Autoencoders in Meta-Model-Based Conceptual Design of Pedestrian Bridges,” *Automation in Construction*, vol. 163, p. 105411, Jul. 2024



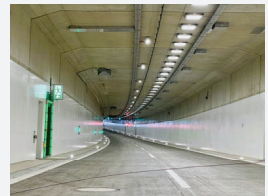
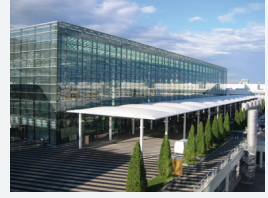
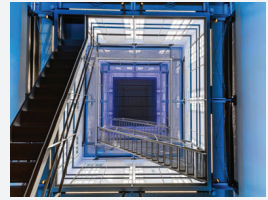
Mit der U5 quer durch Hamburg.

© HOCHBAHN

Als größtes U-Bahn-Neubauprojekt der Republik setzt die U5 Maßstäbe: eine vollständig modellbasierte Planung, automatischer Betrieb und eine Nachhaltigkeitsstrategie zur Senkung des CO₂-Fußabdrucks um 70 %. Als Teil des beeindruckenden Generalplaner-Teams sind wir verantwortlich für die Planung eines 17 km langen Streckenabschnitts mit 16 modernen Haltestellen – mit kühnen Ideen die Zukunft gestalten.

SUESS · STALLER · SCHMITT

INGENIEURE GMBH



- Tragwerksplanung Hoch- und Ingenieurbau
- Objektplanung Ingenieurbau
- Prüflingenieure Hoch- und Ingenieurbau
- Prüfsachverständige im Eisenbahnbereich
- Sachverständigengutachten und Instandsetzungsplanung
- Bauwerksprüfung und Bauüberwachungen

Verbundwerkstoff Stahlbeton: Forschung, Entwicklung und Anwendung

<https://doi.org/10.14459/mbs28.03>

Leopold Staller, Johannes Fröse, Oliver Fischer



Leopold Staller, M.Sc.

2019 B.Sc. Bauingenieurwesen, TUM
2021 M.Sc. Bauingenieurwesen, TUM
2021-23 Tragwerksplaner, Suess Staller Schmitt
seit 09.2023 Wissenschaftlicher Mitarbeiter,
Lehrstuhl für Massivbau, TUM



Johannes Fröse, M.Sc.

2015 B.Eng. Bauingenieurwesen, HKA
2018 M.Sc. Bauingenieurwesen, TUM
seit 2018 Wissenschaftlicher Mitarbeiter,
Lehrstuhl für Massivbau, TUM



Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer

1988 Diplom Bauingenieurwesen, TUM
1989-95 Wissenschaftlicher Assistent, UniBw
1994 Promotion
1996-2009 Verschiedene Fach- und Führungspositionen in der Bauindustrie im In- und Ausland
2007 Diplomwirtschaftsingenieur, Univ. Hagen
seit 10.2009 Ordinarius für Massivbau, TUM
seit 2011 Prüferingenieur und EBA-Prüfer

Die zunehmende Automatisierung von Bewehrungs- und Fertigungsprozessen sowie der Einsatz neuer, ressourcenschonender und hochfester Werkstoffe erfordern eine Revision der bisherigen Modelle und Nachweiskonzepte, die auch in der neuen Generation des Eurocode 2 noch nicht vollständig abgeschlossen sein wird. Dieser Beitrag bietet einen Einblick in die aktuelle Forschung an der TUM zum Verbundverhalten von Betonstahlbewehrung, mit besonderem Fokus auf industrielle Vorfertigung, hochfeste Bewehrung, sowie die messtechnische Erfassung und experimentelle Beschreibung des Verbundes. Innovative Messverfahren wie faseroptische Dehnungsmessungen und Photogrammetrie ermöglichen eine präzisere Beschreibung des Verbundverhaltens. Darüber hinaus bieten sie die Möglichkeit, bestehende Bauwerke, bei denen herkömmliche rechnerische Nachweise nicht mehr anwendbar sind, auf Basis experimenteller Untersuchungen detailliert zu bewerten und nachzuweisen. Die aktuelle Verbundforschung ist ein entscheidender Baustein, um den Herausforderungen im Stahlbetonbau zu begegnen und die langfristige Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit von Bauwerken zu gewährleisten.

The increasing automation of reinforcement and fabrication processes, as well as the use of new, sustainable and high-strength materials, require a revision of the present models and design concepts, which will not be fully completed even in the new generation of Eurocode 2. This article provides an insight into the current research on the bond behaviour of concrete reinforcement at TUM, with a particular focus on

industrial prefabrication, high-strength reinforcement and the metrological recording and experimental description of bond. Innovative measurement methods, such as fibre-optic strain measurement and photogrammetry, provide a more accurate description of the bond behavior. Furthermore, they offer the possibility to evaluate and verify existing structures in detail on the basis of experimental investigations, where conventional computational verification is no longer applicable. Ongoing collaborative research is a crucial element in meeting the challenges of reinforced concrete construction and ensuring the long-term safety, economic efficiency and sustainability of structures.

Einleitung

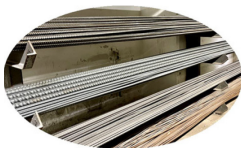
„Der Verbund [ist] erstaunlich komplex für ein Thema, das für Praktiker oft wie ein kleines Detailproblem erscheint“ [[1], Vorwort, S. IV, Übers. d. Verf.], schreibt John Cairns, ehemaliger Vorsitzender der Arbeitsgruppe *fib* TG4.5 „Verbund- und Materialmodelle“ (heute *fib* TG2.5) und maßgeblich an der Entwicklung der Verbundmodelle der 2. Generation des Eurocode 2 beteiligt. Auch mehr als ein Jahrhundert nach den ersten umfangreichen Verbunduntersuchungen an profilierten Bewehrungsstäben durch *Abrams* im Jahr 1913 [2] und vielen nachfolgenden Forschungsarbeiten, in Deutschland insbesondere durch *Rüsch*, *Rehm* und *Eligehausen* [3–5], ist die Untersuchung und Modellierung des Verbundverhaltens von unvermin- derter Bedeutung für das Streben nach einer nachhaltigen und wirtschaftlichen Stahlbetonbauweise. Dabei sind auch heute noch viele der Mechanismen des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton nicht abschließend verstanden. Der Verbund ist nicht weniger als die Grundlage für die Leistungsfähigkeit des Stahlbetons – ein Verbundwerkstoff.

Die zunehmende Automatisierung von Bewehrungs- und Fertigungsprozessen sowie neue, ressourcenschonende und hochfeste Werkstoffe erfordern eine Revision und Erweiterung der bisherigen Modelle und Nachweis- konzepte im Stahlbetonbau, die auch mit den Entwicklungen für die neue Generation des Eurocode 2 nicht abgeschlossen sein wird: So müssen für den generellen Einsatz hochfester Bewehrung die Grundlagen der Gebrauchstauglichkeitsnachweise überarbeitet werden. Die Verwendung von Betonstahl in Ringen, deren veränderte Rippengeometrie und Verbundverhalten sich wesentlich von herkömmlichem Betonstahl unterscheiden, stellt

einen weiteren Schritt in der Evolution der Betonstahleentwicklung dar. Gleichzeitig ermöglichen neue und innovative Messtechniken eine genauere Erfassung des Verbundes und damit die Ableitung präziser Verbundmodelle. Diese Fortschritte eröffnen die Möglichkeit bestehende Bauwerke, bei denen die bisherigen rechnerischen Nachweise nicht mehr anwendbar sind, auf Basis großmaßstäblicher experimenteller Untersuchungen detailliert zu bewerten und nachzuweisen. Damit ist eine fortwährende Erhaltung von Bestandsbauwerken trotz stetig steigender Anforderungen möglich, wie ein kürzlich durchgeführtes Praxisprojekt am Lehrstuhl für Massivbau der TUM eindrucksvoll gezeigt hat. Der folgende Beitrag gibt einen Einblick in die aktuelle Forschung zum Verbundverhalten von Betonstahlbewehrung, neue Entwicklungen und Anwendungen.

Innovative Betonstahlbewehrung

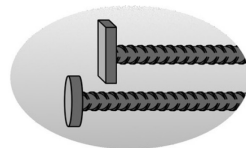
Die gesamte Baubranche befindet sich derzeit im Wandel hin zu einem klimafreundlicheren Bauen mit digitalen Prozessen und innovativen, automatisierten Fertigungsverfahren sowie dem Streben nach einem nachhaltigen Umgang mit Ressourcen und Materialien sowie die Reduktion von CO₂-Emissionen. Eine entscheidende Bedeutung kommt dem modularen Bauen durch industrielle Vorfertigung mit automatisierten Bewehrungskonzepten mit Betonstahl vom Ring, Hochleistungswerkstoffen, u.a. hochfester Bewehrung, und innovativen Konzepten zur Bewehrungsführung, wie z.B. Verankerung mittels Kopfbolzen oder Schlaufen zu (s.a. Abb. 1).



(a) Bewehrungsstabstahl



(b) Betonstahl vom Ring



(c) Stab mit Kopfbolzen

Abb. 1: Arten der Betonstahlbewehrung und -verankerung

Hochfeste Bewehrung: Der Einsatz von hochfester Bewehrung (Streckgrenze $\geq 700 \text{ N/mm}^2$) ermöglicht unter günstigen Randbedingungen eine Reduzierung der Bewehrungsmengen um bis zu 25 % gegenüber konventioneller Betonstahlbewehrung (Streckgrenze 500 N/mm^2) und ist ein wesentlicher Schritt auf dem Weg zum ressourceneffizienten und damit nachhaltigen Bauen. Bei der Ausnutzung höherer wirksamer Stahlspannungen bei gleichzeitig geringeren Bewehrungsmengen sind jedoch größere Bauteilverformungen und Rissbreiten zu erwarten, die neben der Einhaltung der Anforderungen an den Grenzzustand der Tragfähigkeit die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit nicht überschreiten dürfen. In der Praxis findet hochfester Betonstahl derzeit überwiegend in druckbeanspruchten Bauteilen (Stützen) Anwendung. Ein Einsatz in biegebeanspruchten Bauteilen ist derzeit aufgrund fehlender Untersuchungen und Nachweiskonzepte ohne Zulassung im Einzelfall nicht möglich und führt zu einer Begrenzung der nutzbaren Stahlspannungen auf 500 N/mm^2 [6, 7]. Der Einsatz wirksamer höherfester Betonstahlbewehrung auch in biegebeanspruchten Bauteilen könnte jedoch zielführend sein, um die Potenziale von Stahlbeton nachhaltiger zu nutzen. Die nächste Generation der Eurocodes, vgl. FprEN 1992-1-1 [8] (Einführung bis 2027 [9]), lässt zukünftig Betonstahlbewehrung mit Streckgrenzen bis 700 N/mm^2 zu, über deren Verwendung letztlich der jeweilige Nationale Anhang entscheidet. Untersuchungen an hochfesten Bewehrungsstäben mit Rippengeometrien nach DIN 488 [10] sowie die Erarbeitung von Empfehlungen und Bemessungskonzepten sind derzeit Gegenstand laufender Forschung am Lehrstuhl für Massivbau der TUM.

Betonstahl vom Ring: Betonstahl vom Ring ist für die automatisierte industrielle Bauweise mit Vorfertigung von Bauteilen und Bauteilgruppen unverzichtbar. Günstige Lagerhaltung und ein erhebliches Einsparpotential durch Reduzierung des Verschnitts und maßgenaues Ablängen der Bewehrungsstäbe sind nur einige der wesentlichen Vorteile abgewickelter Bewehrungserzeugnisse gegenüber konventioneller Bewehrung mit Stabstahl und Matten. Um dem hohen Verschleiß der Rippen von Betonstahl vom Ring während des Richtprozesses der immer größer werdenden Stabdurchmesser entgegenzuwirken, werden die Rippen deutlich breiter und flacher ausgebildet als die typischerweise sichelförmigen Rippen des Bewehrungsstabstahls. Eine Vergrößerung der Kopfbreiten führt bei gleichbleibendem Rippenabstand zu kleineren Betonkonsolen (der mit Beton gefüllte Bereich

zwischen den Betonstahlrippen) und möglicherweise zu vorzeitigem Verbundversagen durch Abscheren derselben. Des Weiteren nimmt die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton zu, was zu einem weicheren Verbund und einer damit einhergehenden größeren Verformung und Rissbreite führt. Mit größer werdenden Stabdurchmessern und leistungsfähigeren Betonen steigt auch die Kraft, die über eine wirksame Rippengeometrie durch Verbund übertragen werden muss. Der Rechenwert der bezogenen Rippenfläche f_R ist wegen der fehlenden Berücksichtigung der Rippenbreite nicht pauschal für die zuverlässige Abbildung dieses Sachverhalts geeignet.

Kleinformatige Ausziehkörper, wie sie in RILEM [11], DIN10080 [12] oder auch Janovic [13] beschrieben sind, eignen sich sehr gut für den Vergleich unterschiedlicher Rippengeometrien, jedoch nicht für eine pauschale Übertragung auf reale Bauteile oder Tragwerke. Umfangreiche experimentelle Untersuchungen an zentrischen und konsolenförmigen Ausziehkörpern mit marktüblichen Betonstahlgeometrien vom Ring und Betonstahl haben gezeigt, dass Betonstahl vom Ring bei Materialversuchen mit reinem Ausziehversagen (Abscheren der Betonkonsolen) im Mittel eine deutlich geringere maximale Verbundspannung erreicht als Betonstahl (Abb. 2a). Das zuletzt in [8] oder [14] diskutierte geometrische Verhältnis von Rippenbreite zu Rippenabstand b/c scheint die Abnahme der bezogenen Verbundspannung mit steigendem Verhältnis gut annähern zu können (Abb. 2b) und stellt eine sinnvolle Ergänzung zum derzeit üblichen Rechenwert der bezogenen Rippenfläche f_R dar. Für das für Bauteile mit praxisüblicher Betondeckung maßgebende Spaltversagen wurden jedoch kaum Unterschiede in der experimentell ermittelten Verbundfestigkeit verschiedener Rippengeometrien nach normativen Vorgaben festgestellt. Praxisnahe Endverankerungs- und Übergreifungsstoßversuche an Biegeträgern ergaben ein annähernd gleiches Verbundverhalten, aus dem bisher kein eindeutiger Trend hinsichtlich der dafür verantwortlichen geometrischen Eigenschaften der Betonstähle abgeleitet werden konnte. Die Formulierung entsprechender Empfehlungen für Praxis und Normung aus den umfangreichen Untersuchungen aus Material- und Bauteilversuchen ist Gegenstand eines aktuellen Forschungsprojektes am Lehrstuhl für Massivbau der TUM.

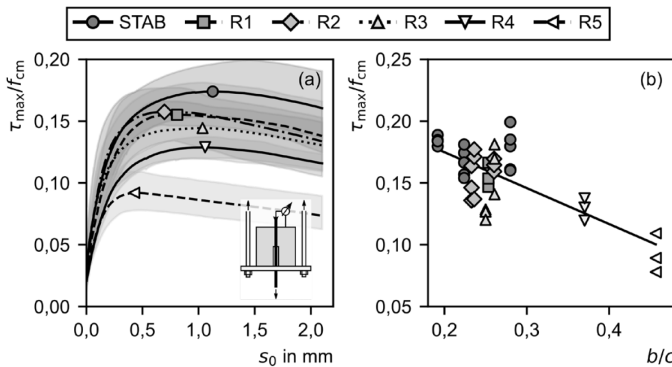


Abb. 2: Bezogene Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (a) und Einfluss des b/c -Verhältnisses auf τ_{\max} (b) kategorisiert nach Rippengeometrien am Durchmesser 12 mm

Verankerung mit Kopfbolzen: Der konventionelle Einsatz von Verankerungen und Übergreifungsstößen mit geraden Stabenden erreicht in der modernen, immer komplexer werdenden Baupraxis häufig die Grenzen der Herstellbarkeit. Die Ausführung von Verankerungen und Stabübergreifungen mit Ankerköpfen und Schlaufen ermöglicht dagegen eine deutliche kompaktere Bauweise bei gleichzeitig hohen Anforderungen an Robustheit, Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit. Im neuen Entwurf des Eurocode 2 [8, 15] wurden die Bemessungsregeln für Verankerungen und Übergreifungsstöße grundlegend überarbeitet und zusätzlich neue Bemessungsregeln für Verankerungen und Übergreifungsstöße von Stäben mit Ankerköpfen und Schlaufen eingeführt. In Deutschland liegen bisher nur wenige Erfahrungen mit den neu vorgeschlagenen Bemessungsvorschriften für diese Verankerungs- bzw. Übergreifungsvarianten vor. Derzeit wurden am Lehrstuhl für Massivbau der TUM verschiedene Forschungsvorhaben beantragt, um diese Wissenslücken zu schließen.

Neue Messverfahren

Neue Messverfahren wie die quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung (DFOS, engl. *Distributed Fiber Optic Sensing*) in Kombination

mit Verfahren auf Basis der Nahbereichsphotogrammetrie und der digitalen Bildkorrelation (DIC, engl. *Digital Image Correlation*) eröffnen weitreichende Möglichkeiten und Perspektiven für die messtechnische Erfassung des Betonstahlverbunds. DFOS basiert auf der Rayleigh-Rückstreuung des Frequenzspektrums eines kohärenten Lichtsignals und ermöglicht sehr hochauflösende Messungen mit Messpunktabständen von weniger als einem Millimeter. Gegenüber konventioneller Messtechnik wie z.B. Dehnungsmessstreifen, induktiven Wegaufnehmern etc. liegt ein entscheidender Vorteil in dem wesentlich höheren Informationsgehalt aus einer nicht punktuellen, sondern quasikontinuierlichen Messung entlang der Sensorstrecke [16]. Da der Sensor gleichzeitig als Zuleitung dient, wird der Verbund nicht durch zusätzliche Kabel oder Messleitungen beeinflusst. Um auch die Dehnungszustände des Betons genau zu erfassen, können weitere faseroptische Sensoren auf die Betonoberfläche appliziert oder einbetoniert werden. Ergänzt durch die Erfassung der Rissbildung mittels digitaler Bildkorrelation ermöglicht dies einen tieferen Einblick in die „lokale“ Verbundproblematik bei praxisüblichen Betondeckungen. Die quasikontinuierliche Dehnungsmessung wurde am Lehrstuhl für Massivbau bereits in einer Vielzahl von experimentellen Untersuchungen und Forschungsarbeiten erfolgreich zur Erfassung des Verbundes eingesetzt (u.a. [17–19]) und daraus differenzierte Verbundmodelle abgeleitet (z.B. [20]).

Die DFOS-Messung an einbetonierten Bewehrungsstäben liefert eine räumlich und zeitlich kontinuierliche Erfassung der Dehnungszustände. Dies bedeutet, dass die Dehnungsverteilung über den räumlichen Untersuchungsbereich hochauflösend erfasst werden und zusätzlich eine hochfrequente Messung über viele Zeitschritte erfolgt. Aus den gemessenen Dehnungen $\varepsilon_s(x)$ können die quasikontinuierlichen Verläufe von Stahlspannung $\sigma_s(x)$, Verbundspannung $\tau(x)$ und Schlupf $s(x)$ zur Darstellung des Verbundverhaltens abgeleitet werden: Über die Multiplikation der ermittelten Stahldehnungsverteilung mit dem in Referenzversuchen ermittelten Elastizitätsmodul E_s des Bewehrungsstahls kann die Stahlspannungsverteilung entlang der Stabachse berechnet werden. Durch numerische Differentiation der Stahlspannungsverteilung erhält man die nichtlineare Verteilung der Verbundspannungen. Die Integration der Differenz zwischen der ermittelten Dehnungsverteilung des Stahls und der des Betons $\varepsilon_c(x)$ liefert den Schlupf zwischen Bewehrung und Beton. Das dargestellte Verfahren wird u.a. in [19, 20] ausführlich erläutert. Abb. 3(a) zeigt exemplarisch die fa-

seroptische Dehnungsmessung eines Dehnkörperversuchs mit zwei einbetonierten Bewehrungsstäben. Abb. 3(b) stellt die DIC-Messung eines Übergreifungsstoßversuchs mit verschiedenen Lastzuständen dar. Die kontaktlose, optische Erfassung der Betonverzerrung und Auswertung der relativen Pixelverschiebungen (DIC) ermöglicht zusammen mit DFOS eine gegenseitige Validierung, globale Verfolg der Rissbildung und analytische Betrachtung der Rissentwicklung.

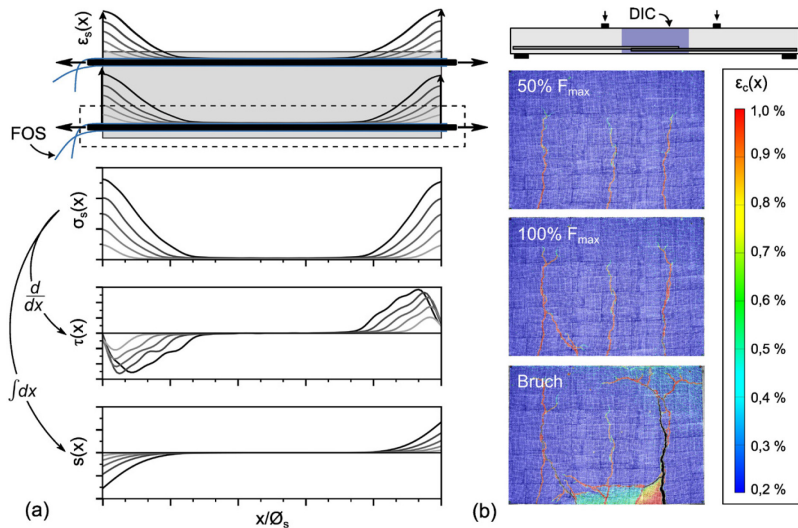


Abb. 3: (a) Dehnungs-, Stahlspannungs-, Verbundspannungs- und Schlupfverteilung in einem Dehnkörperversuch mit DFOS auf den einbetonierten Bewehrungsstäben, (b) DIC-Messung an einem Übergreifungsstoßversuch mit verschiedenen Lastzuständen

Präzise Modellbildung

Der Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Schlupf, die sogenannte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, dient als Arbeitslinie für den Verbund und beschreibt die komplexen Zusammenhänge der Verbundtragwirkung. Modelle für eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

gen werden i.d.R. experimentell ermittelt. Je nach Probenform und Messaufbau können sowohl die ermittelte Verbundtragfähigkeit als auch der Schlupfverlauf und damit die gesamte Charakteristik der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung stark voneinander abweichen. Aufgrund unzureichender messtechnischer Erfassung, ungenügender Abbildung der in der Praxis vorherrschenden Verhältnisse und unzutreffender, stark vereinfachender Annahmen, z.B. einer konstanten Verbundspannungsverteilung entlang der Verbundlänge des im Beton eingebetteten Bewehrungsstabes, weisen viele der üblicherweise verwendeten und experimentell abgeleiteten Verbundmodelle eine mehr als unzureichende Genauigkeit auf. Erst die genaue messtechnische Erfassung des lokalen Verbundverhaltens ermöglicht die Ableitung entsprechend valider und zutreffender Verbundmodelle.

Basierend auf Parameterstudien an faseroptisch instrumentierten Dehnkörperversuchen und weiteren materialwissenschaftlich ausgerichteten experimentellen Untersuchungen wurde ein detailliertes Verbundmodell abgeleitet und durch großmaßstäbliche Balkenversuche verifiziert. Dazu wurden an jeder Stelle der belasteten Stäbe der Dehnkörperversuche die Verläufe von Verbundspannung und Schlupf zueinander in Beziehung gesetzt und empirische Arbeitslinien bzw. lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen abgeleitet (Abb. 4). Die mathematische Formulierung des Verbundmodells in Abhängigkeit der relevanten Einflussgrößen erfolgte mittels nichtlinearer Regression. Zusätzlich erfolgte eine Erweiterung und umfassende Validierung des Verbundmodells durch multivariate Modellanpassung an eine experimentelle Versuchsdatenbank. Die Versuchsdatenbank für Übergreifungsstöße und Verankerungen umfasst mehr als 1200 Bauteilversuche aus der Literatur mit praxisnahen Abmessungen. Das entwickelte Modell ermöglicht die detaillierte Ermittlung der Verbundspannungsverteilung entlang der Verbundlänge von im Beton eingebetteten Bewehrungsstäben, so dass die komplexen Zusammenhänge der Verbundtragwirkung bei unterschiedlichen Lastzuständen im GZT und GZG besser verstanden werden können. Dies erlaubt sowohl die Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen als auch die Berechnung von Rissbreiten oder die Berücksichtigung von Tension Stiffening. Mit dem Modell können weiterhin Aussagen zur Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen, zum Einsatz von hochfester Bewehrung oder Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen und zu Übergreifungsstößen und Verankerungen mit mechanischen Hilfsmitteln wie

Kopfbolzenanker getroffen werden. Das Modell und die Anwendung ist in [20] ausführlich dargestellt.

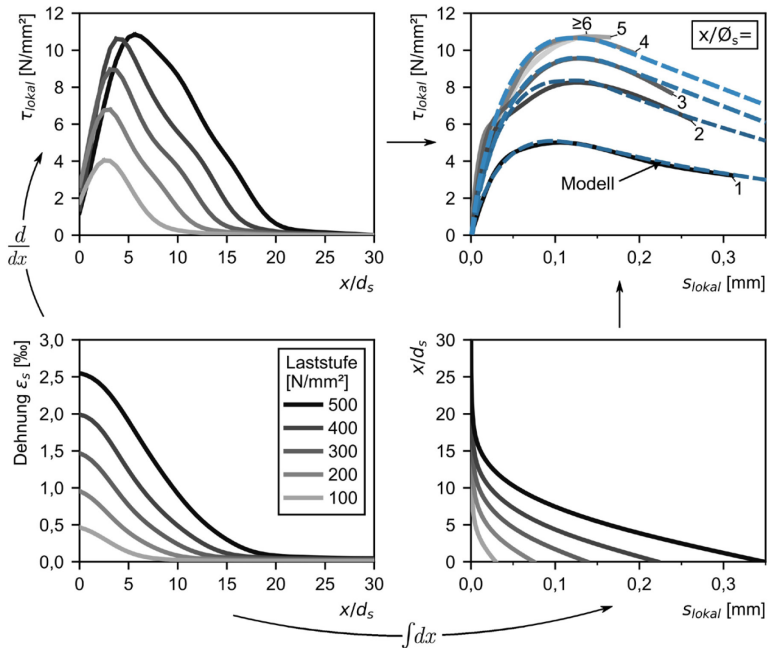


Abb. 4: Bestimmung einer lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung am Beispiel des Dehnkörperversuchs aus Abb. 3(a)

Da die Anwendung solch komplexer Verbundmodelle jedoch für die Praxis häufig nicht sinnvoll ist, müssen die entsprechenden Erkenntnisse in zugängliche Berechnungsgleichungen überführt werden. Zu diesem Zweck wurden die Bemessungskonzepte und die Bemessungsgleichungen für Verankerungen und Übergreifungsstöße aus FprEC2 [8] sowie *fib* Model Code 2010 und 2020 [21, 22] ebenfalls anhand der Versuchsdatenbank verifiziert, validiert und optimiert (siehe [18, 20, 23]).

Untersuchungsgestützte Bestandsbewertung

Die Anforderungen an bestehende Ingenieurbauwerke haben sich im Laufe der Zeit unter anderem durch höhere Belastungen, wie z.B. Schwerlastverkehr, kontinuierlich verändert. Die langfristige Erhaltung dieser infrastrukturell bedeutsamen Bauwerke ist nicht nur aus volkswirtschaftlicher Sicht von großer Wichtigkeit, sondern spielt auch im Kontext einer nachhaltigen und ressourceneffizienten Bauwirtschaft eine zentrale Rolle. Obwohl vereinfachende Annahmen in der Tragwerksplanung für die Berechnung und Bemessung unerlässlich sind, können die tatsächlichen Verhältnisse oder veränderte Lastanforderungen erheblich von diesen Annahmen abweichen. Hinzu kommen Planungs- und Ausführungsmängel, insbesondere im harten Wettbewerb der schnelllebigen Baubranche. Wo rechnerische Nachweisverfahren an ihre Grenzen stoßen, bieten angepasste experimentelle Untersuchungen wertvolle Erkenntnisse für eine versuchsgestützte Bemessung und Erhaltung des Bestands. Diese Untersuchungen ermöglichen die Verifizierung bestehender Modelle oder die Entwicklung neuer Methoden, die auf die spezifische Situation des Bauwerks zugeschnitten sind. Den zuvor skizzierten innovativen Messkonzepten zur Erfassung des Verbundverhaltens sowie den detaillierten und präzisierten Verbundmodellen kommt dabei eine entscheidende Rolle zu, wie an einem Beispiel verdeutlicht werden soll.

Bei einem wichtigen Infrastrukturbauwerk führten mangelhafte Planung und Bauausführung zu erheblichen Schadstellen entlang der Übergreifungsstöße, bei denen aufgrund einer zu dichten Bewehrungsführung Bereiche von über 80 cm teilweise unvollständig mit Beton ausgegossen wurden. Die bis zur Freilegung der Folgebaumaßnahmen nicht einsehbaren Unterseiten der Träger verhinderten die Entdeckung der Fehlstellen. Herkömmliche Berechnungsverfahren sowie detaillierte numerische Analysen waren allein nicht mehr in der Lage, die ausreichende Tragsicherheit des Bauwerks nachzuweisen. Aus diesem Grund wurden maßgebende Belastungsszenarien an großformatigen Balken unter Berücksichtigung schadhafte Übergreifungsstößen durchgeführt, um den Einfluss der fehlerhaften Bauausführung zu evaluieren. Die intensive messtechnische Erfassung durch verteilte faseroptische Sensoren (DFOS) an Bewehrung und Beton, die Erfassung der Rissbildung durch photogrammetrische Verfahren mit digitaler Bildkorrelation sowie konventionelle Kraft-, Verformungs- und

Dehnungssensoren ermöglichten eine umfassende Bewertung des Verbundverhaltens entlang der fehlerhaft ausgeführten Übergreifungsstöße. Abb. 5 zeigt die Untersuchung eines solchen Übergreifungsstoßversuchs mit Fehlstellen, die durch zu dicht verlegte Bewehrungsstäbe in der unteren Lage entstanden sind. Erst auf Grundlage dieser umfassenden untersuchungsgestützten Bewertung mit detaillierten messtechnischen Erfassung des Verbundes konnte ein Ertüchtigungskonzept ausgearbeitet werden, das den nachhaltigen Betrieb des Bauwerks ermöglicht.

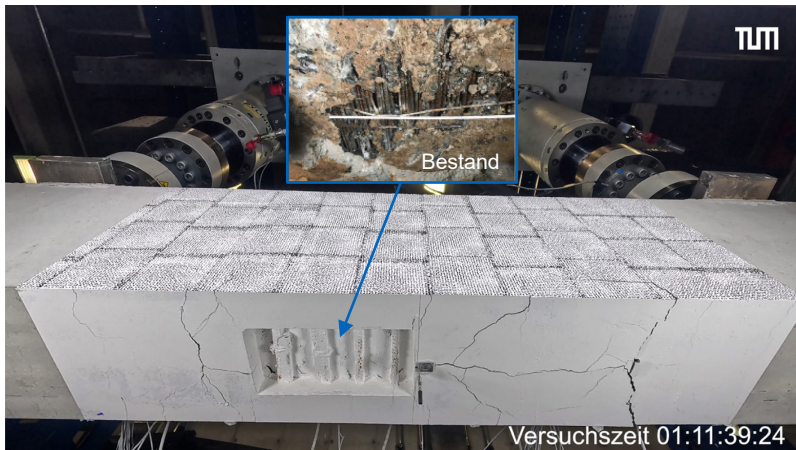


Abb. 5: Kombinierte Unter- und Seitenansicht eines Übergreifungsstoßversuchs mit Fehlstelle, Untersicht am realen Bauwerk

Fazit

Der Beitrag gibt einen Einblick in die aktuelle Forschung zum Verbundverhalten von Betonstahlbewehrung an der TUM sowie neue Entwicklungen und Anwendungen. Die industrielle Vorfertigung mit automatisierten Bewehrungskonzepten mit Betonstahl vom Ring, Hochleistungswerkstoffen wie hochfester Bewehrung sowie innovativen Bewehrungslösungen wie Verankerungen mit Kopfbolzen oder Schlaufen kommt bei der Transformation zum klimafreundlichen Massivbau dabei eine entscheidende Bedeutung zu: Hochfeste Bewehrung bietet erhebliche Einsparpotenziale bei

den Bewehrungsmengen. Gleichzeitig sind im Hinblick auf die Begrenzung der Rissbreiten ausgereifte Bemessungskonzepte für den gezielten Einsatz erforderlich, die derzeit Gegenstand laufender Forschung sind. Weiterhin wird das Verbundverhalten von Betonstahl in Ringen untersucht und es werden Parameter entwickelt, die eine bessere Bewertung der veränderten Rippengeometrie ermöglichen.

Neue Messverfahren wie die quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung oder photogrammetrische Verfahren mit digitaler Bildkorrelation eröffnen weitreichende Möglichkeiten und Perspektiven für die messtechnische Erfassung des Betonstahlverbundes und der „lokalen“ Verbundproblematik bei praxisüblichen Betondeckungen. Die Messverfahren sind vielseitig einsetzbar und erlauben eine wesentlich bessere Beschreibung des Verbundverhaltens und die Ableitung präziserer Verbundmodelle. Da die Anwendung zu komplexer Modelle für die Praxis oft nicht sinnvoll ist, werden die entsprechenden Erkenntnisse in zugängliche Berechnungsgleichungen überführt.

Diese messtechnischen Fortschritte sowie die präzise Modellierung und Beschreibung des Verbundverhaltens eröffnen neue Möglichkeiten zur detaillierten Bewertung und zum Nachweis bestehender Bauwerke, bei denen die herkömmlichen rechnerischen Nachweise nicht mehr anwendbar sind. Ein aktuelles Praxisprojekt zeigt, dass trotz defizitärer Bausubstanz und mangelhafter Bauausführung mit Hilfe solcher versuchsbasierten Nachweiskonzepte das Bauwerk erhalten werden konnte. Dieses Beispiel verdeutlicht das Potenzial aktueller Innovationen und messtechnischer Neuentwicklungen in der Verbundforschung, die einen direkten Transfer in die Praxis ermöglichen.

Literatur

- [1] *Bond and Anchorage of Embedded Reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010*, fib Bulletin 72, Fédération internationale du béton (fib), Lausanne, 2014.
- [2] D. A. Abrams, "Test of Bond Between Concrete and Steel (Bulletin No. 71)", University of Illinois, 1913.
- [3] H. Rüschi, "Zur Frage der zulässigen Spannungen für die hochwertigen Betonstähle", *Betonstein-Zeitung*, Nr. 10, 1951.

- [4] G. Rehm, H. Martin und P. Noakowski, "Einfluß der Profilierung und des Betons auf die Verbundqualität von Stahl in Beton: Ausziehversuche an gefrästen Stählen", Technische Universität München, 1970.
- [5] R. Eligehausen, *Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden: DAfStb-Heft 301*. Ernst & Sohn, 1979.
- [6] *Betonstahl: Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung*, DIN 488-1, Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN), Berlin, Aug. 2009.
- [7] *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken: Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, DIN EN 1992-1-1/NA, Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN), Berlin, Apr. 2013.
- [8] *Final Draft FprEN 1992-1-1: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*, FprEN 1992-1-1, Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel, Apr. 2023.
- [9] Förderverein Massivbau der TU München e.V., Hg., *26. Münchener Massivbau Seminar*, 26. Aufl. München, 2022.
- [10] *Betonstahl: Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht*, DIN 488-3, Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN), Berlin, Aug. 2009.
- [11] International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures, "RC6 Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out test" in *Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials*, International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures, Hg., S. 218–220.
- [12] *Stahl für die Bewehrung von Beton: Schweißgeeigneter Betonstahl - Allgemeines; Deutsche Fassung EN 10080:2005*, DIN EN 10080, Deutsches Institut für Normung e. V. (DIN), Berlin, Aug. 2005.
- [13] K. Janovic, "Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für eine allgemeingültiges Verbundprüfverfahren", Technische Universität München, München 1349/Ja/K, 1979.
- [14] J. Fröse und O. Fischer, "Influence of Rib Geometry on the Bond Strength of Reinforcing Steel in Coils" in *fib Symposium 2023*, Istanbul, 2023, S. 536–545, doi: 10.1007/978-3-031-32519-9_52.

- [15] Europäisches Komitee für Normung, Hg., *Updated Draft by SC2/WG1/CDG prEN 1992-1-1-D7 Working File (Rev. 7) 2020-11-16 AFTER SC2 FOR CEN-ENQUIRY: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures*. Brüssel: Europäisches Komitee für Normung.
- [16] O. Fischer, S. Thoma und S. Crepaz, "Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen", *Beton- und Stahlbetonbau*, Jg. 114, Nr. 3, S. 150–159, 2019, doi: 10.1002/best.201800089.
- [17] G. Schmidt-Thrö, W. Scheufler und O. Fischer, "Kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung im Stahlbetonbau", *Beton- und Stahlbetonbau*, Jg. 111, Nr. 8, S. 496–504, 2016, doi: 10.1002/best.201600026.
- [18] J. Hegger, O. Fischer, B. Camps und J. Fröse, "Wirtschaftliche Bemessungsansätze für Betonstahlverbundverankerungen und Übergreifungsstöße auf der Grundlage von faseroptisch instrumentierten Bauteilversuchen" Schlussbericht zum IGF-Vorhaben Nr. 20443 N, RWTH Aachen University / Technische Universität München, 2022.
- [19] J. Fröse und O. Fischer, "Investigations on the Bond Behavior of Ribbed Reinforcing Bars with the Use of Fiber-Optic Strain Measurement" in *Bond in Concrete: Bond, Anchorage, Detailing: 5th International Conference: Stuttgart, Germany, 25th - 27th July 2022 : proceedings*, J. Hofmann und G. Plizzari, Hg., Universität Stuttgart, 2022, S. 50–61.
- [20] J. Fröse, "Zum Verbundverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung bei Spaltversagen" Dissertation (eingereicht), Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München, 2024.
- [21] fédération internationale du béton, Hg., *fib Model Code for Concrete Structures (2010)*. Berlin: Ernst & Sohn, 2013.
- [22] fédération internationale du béton, Hg., *fib Model Code for Concrete Structures (2020)*. Lausanne: Ernst & Sohn, 2023.
- [23] L. Staller, J. Fröse und O. Fischer, "Versuchsdatengestützte Evaluierung neuester Verbundbemessungsmodelle für die Verankerung und Übergreifung von Betonstahlbewehrung (peer-reviewed)", *Bauingenieur*, Jg. 99, Nr. 11, 2024.



RELAST® BAUWERKS- VERSTÄRKUNG

Ressourcenschonend. Sicher. Schnell.

Mit dem zugelassenen Verstärkungssystem RELAST® von Würth lassen sich Bauwerke kosteneffizient sanieren und verstärken.

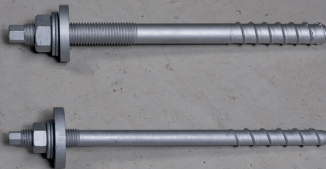
MEHR ERFAHREN!

wuerth.de/bauwerksverstaerkung
relast@wuerth.com



Verstärkungssystem mit bauaufsichtlicher Zulassung

- Erhebliche Steigerung der Querkraft- und Durchstantragfähigkeit
- Geringer Eingriff in die bestehende Struktur
- Schnelle und einfache Installation unter Aufrechterhaltung des Betriebs
- Sofortige Belastbarkeit
- Enorme Kosteneinsparungen im Vergleich zu Neubauten
- Ressourcenschonend



Kompetenz trifft Innovation. Wir bauen Zukunft.

Anspruch, Leistung und Qualität im Bauingenieurwesen:
Das ist SSF Ingenieure – seit über 50 Jahren.

Großprojekt in München

Ein modernes Tragwerk für Forschung und Innovation
150.000 m² Bruttogeschossfläche
für Labore, Mess- und Prüfstände, Logistik-
bereiche, Gastronomie, Sozial- und Büroräume.

SSF Leistungen

Tragwerksplanung: Lph 1 – 8

Objektplanung: Lph 6 – 7 (Rohbau), Lph 8



© HG Esch Photography

Verteilte faseroptische Dehnungsmessung an bestehenden Spannbetonbrücken - Erkenntnisse aus Laborversuchen und Feldmessungen

<https://doi.org/10.14459/mbs28.04>

Harald Burger, Oliver Fischer



Harald Burger, M.Sc.

2014 B.Sc Bau- und Umweltingenieurwesen,
Leopold Franzens Universität Innsbruck
2018 M.Sc. Bauingenieurwesen, TUM
2014-2018 Tragwerksplanung im Hoch- und
Industriebau, SSF AG
2018-2021 Objektüberwachung im Hoch- und
Industriebau, SSF AG
seit 09.2021 Wissenschaftlicher Mitarbeiter,
Lehrstuhl für Massivbau, TUM



Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer

1988 Diplom Bauingenieurwesen, TUM
1989-95 Wissenschaftlicher Assistent, UniBw
1994 Promotion
1996-2009 Verschiedene Fach- und Führungs-
positionen in der Bauindustrie im In- und Ausland
2007 Diplomwirtschaftsingenieur, Univ. Hagen
seit 10.2009 Ordinarius für Massivbau, TUM
seit 2011 Prüflingenieur und EBA-Prüfer

In der Forschung findet die verteilt faseroptische Dehnungsmessung bereits standardmäßig in Laborversuchen Anwendung und auch an Bauwerken gibt es verschiedenste Anwendungsfälle. Insbesondere bei Spannbetonbrücken erlaubt dieses Messverfahren eine Beurteilung des Bauwerkszustandes auf Grundlage von Dehnungsänderungen. Dabei kann zwischen Kurzzeitmessungen, die eine Beurteilung der Bauwerksreaktion auf kurzzeitig geplante Einwirkungen ermöglichen, und Langzeitmessungen, die eine Zustandsüberwachung gewährleisten, unterschieden werden. Dieser Beitrag gibt einen Einblick in die Funktionsweise und durchgeführten Laboruntersuchungen. Darüber hinaus werden Ergebnisse an zwei Praxisbeispielen vorgestellt, die demonstrieren, dass aussagekräftige Messdaten zur Beurteilung und Überwachung des Zustandes bestehender Spannbetonbrücken erfasst werden können.

Distributed fiber-optic strain measurement is already standard in laboratory research and there are several applications on structures. For prestressed concrete bridges, this measurement method allows the condition assessment of the structure on the basis of strain changes. A distinction can be made between short-term measurements, which allow the response of the structure to short-term planned action, and long-term measurements, which ensure condition monitoring. This article provides an insight into the functionality and laboratory tests carried out. It also presents the results of two practical examples which show that measurement data can be recorded to assess and monitor the condition of existing prestressed concrete bridges.

Einleitung

Verteilte faseroptische Messsysteme ermöglichen die quasi-kontinuierliche Dehnungsmessung entlang einer Glasfaser in sehr kurzen räumlichen Abständen. Als Lichtquellen werden Laser eingesetzt, die je nach Messprinzip das vom Sensormaterial zurückgestreute Licht zur Erfassung von Dehnungsänderungen nutzen. Im Bauwesen werden derzeit hauptsächlich zwei Messprinzipien verwendet, die entweder die Brillouin- oder die Rayleigh-Streuung des Lichts nutzen. Messungen auf Basis der Rayleigh-Rückstreuung ermöglichen räumliche Abstände der Messpunkte im Millimeterbereich. Die Sensorlänge kann dabei bis zu 100 m betragen. Dies

ermöglicht bei Anwendung in Schleifen die messtechnische Erfassung großer Flächen. Dieser Beitrag beschränkt sich auf die Anwendung von Messsystemen auf Basis der Rayleigh-Rückstreuung.

Durch die räumlich kurze Messpunktfolge werden entlang eines Sensors lokale Diskontinuitäten als Abweichungen von einem kontinuierlichen Dehnungsverlauf erkannt. Diese ergeben sich an der Betonoberfläche beispielsweise durch beginnende Rissbildung, Mikrorisse bis hin zu ausgeprägten Rissen oder lokale Steifigkeitsunterschiede. Da bei bestehenden Spannbetonbrücken in der Regel keine oder nur geringe Zugspannungen im Querschnitt auftreten, ist eine ausgeprägte Rissbildung seltener zu erwarten. Daher ist dieses Messsystem besonders geeignet, Dehnungsänderungen im Spannbeton vor Rissbildung zu verfolgen. Dabei können auch durch Vorspannung überdrückte Risse bei temporärer Belastung detektiert werden. Die Messtechnik eignet sich auch als Instrument zur Optimierung einer Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken in Stufe 3 bzw. Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie (NaRil) [1], zur Bestandsbewertung für Verstärkungsmaßnahmen [2], zur Überwachung während des Rückbaus oder auch zur Dauerüberwachung von Schädigungsmechanismen [3].

Für die zuverlässige Anwendung der Technologie ist eine Kalibrierung unter Laborbedingungen unerlässlich. Um die Einflussfaktoren auf die Messergebnisse zu identifizieren und zu bewerten, wurden am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) Untersuchungen durchgeführt. Dafür standen sowohl Laborversuche als auch praktische Anwendungen an bestehenden Spannbetonbrücken im Vordergrund. Nachfolgend werden ausgewählte Erkenntnisse aus Laborversuchen und Feldmessungen dargestellt.

Laborversuche zur Testung, Validierung und Kalibrierung der Sensorik

Bei bestehenden Bauwerken ist in erster Linie eine oberflächige Applikation sinnvoll. Es ist jedoch zu beachten, dass eine Vorbehandlung der Oberfläche notwendig sein kann, um eine ebene Klebefläche zu erhalten. Das Einfräsen einer Nut gewährleistet ebenfalls eine ebene Klebefläche, bietet zusätzlichen Schutz vor Umwelteinflüssen und gewährleistet durch eine dreiseitige Klebefläche eine optimierte Dehnungsübertragung vom Betonbauteil auf den Sensor. Der verteilte faseroptische Sensor (engl.: distributed

fiber optical sensors, kurz: DFOS) besteht aus einem Glasfaserkern und verschiedenen, mehr oder weniger robusten und sensitiven Ummantelungen.

Im Allgemeinen kann zwischen geschichteten und monolithischen DFOS unterschieden werden. Bei geschichteten DFOS sind die einzelnen Mantelschichten in Sensorlängsrichtung bei Überschreitung eines definierten Dehnungswertes zueinander verschieblich. Lokale Dehnungsspitzen, beispielsweise aus einem Riss, resultieren bei geschichteten DFOS in einem Schlupf innerhalb des Sensors. Dadurch ist eine Unstetigkeit im Messsignal noch sichtbar, auch wenn sich am Bauteil der Riss wieder schließt. Diese Eigenschaft führt jedoch auch zu einer Verzerrung des Messsignals, wodurch beispielsweise eine präzise Rissbreitenbestimmung nach mehrmaliger Rissbreitenänderung nicht mehr möglich ist. Im Gegensatz dazu sind mit monolithischen Sensoren wieder verschlossene Risse nicht detektierbar. Allerdings werden lokale Ereignisse unter zyklischer Belastung besser aufgelöst und Rissbreiten sicherer bestimmt. Bei breiten Rissen hingegen führt die hohe Dehnung zu einem Ausfall im Messsignal und eventuell auch zu einem Sensorbruch. Die Auswahl des Sensors muss folglich in Abhängigkeit von der Applikationsart und dem Zweck der Messung (Einsatzdauer, erwartbare Dehnungen etc.) getroffen werden.

Im Rahmen mehrerer Versuche wurde der Einfluss diverser Faktoren auf die Sensorik einer detaillierten Analyse unterzogen. Der Schwerpunkt der vorliegenden Untersuchungen liegt auf der Verwendung von geschichteten Sensoren. Die Durchführung von Kurzzeitversuchen erlaubt die Bewertung des Messsignals bei konstanter Temperatur unter Druck, bei Zug bis zum Riss, bei Rissbildung sowie an der gerissenen Betonoberfläche. Abb. 1 zeigt ausgewählte Ergebnisse eines 4-Punkt-Biegeversuchs an einer vorgespannten Hohlblechplatte. In dieser Abbildung sind die Dehnungen in Bauteillängsrichtung an Unterseite der Platte vor, während und nach der Erstrissbildung dargestellt. Bei Rissbildung entsteht eine Dehnungsspitze im Messsignal. Die Rissbreite kann aus dem Integral der Dehnung über die Einflusslänge bestimmt werden. In Abhängigkeit vom verwendeten DFOS prägt sich die maximale Dehnung und die Einflusslänge der Dehnungsspitzen anders aus.

Um den Einfluss von Temperatur und Langzeiteffekten zu bestimmen, wurden zudem Laborversuche über einen längeren Zeitraum durchgeführt. Gemäß DIN EN 1991-1 sind Spannbetonbrücken für Temperaturen

von -24°C bis 37°C zu bemessen. Diese Grenzwerte sind auch an Bauwerken bei Langzeitmessungen erwartbar. Neben dem Sensor muss der verwendete Klebstoff die vorgenannte Temperaturanforderung erfüllen und einen thermischen und hygrischen Temperaturausdehnungskoeffizienten aufweisen. [4]. Eine Temperaturkompensation bei der Dateninterpretation kann lediglich erfolgen, wenn das Temperaturverhalten und die effektiven Temperaturen während der Messungen bekannt sind.

Die an der TUM durchgeführten Versuche mit dem geschichteten DFOS BRUSens V9 belegen, dass bei einer über den Querschnitt konstanten thermischen Belastung eines Stahlbetonbalkens die Temperaturdehnungen der inneren Mantelschicht aus Edelstahl aufgezeichnet werden. Darüber hinaus lässt sich eine Streuung des Dehnungsprofils in Abhängigkeit von der Temperaturdifferenz über die Sensorlänge beobachten. Infolgedessen kann sich das Messsignal eines Risses ebenfalls reduzieren, sodass dieser unter Umständen nicht mehr als dominanter Dehnungspeak identifiziert werden kann. Ein Temperaturversuch an einem gerissenen Bauteil zeigt, dass eine Temperaturänderung von ca. 12°C zu einer signifikanten Reduktion des Messsignals führt. Außerdem wurde im Rahmen der Versuche ein Wert für den thermischen Ausdehnungskoeffizienten des Sensors zwischen 15 und $19 \times 10^{-6}/\text{K}$ ermittelt. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass der Durchschnittswert des Edelstahls nach Angaben des Herstellers Solifos AG bei $16 \times 10^{-6}/\text{K}$ liegt.

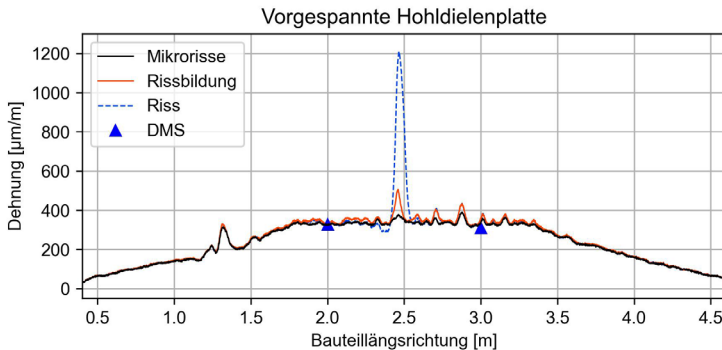


Abb. 1: Dehnungen bei Erstrissbildung an der Unterseite einer vorgespannten Hohldielenplatte im 4-Punkt-Biegeversuch

Kurzzeitmessungen bei der Verbundverankerung von Spanngliedern

Im Rahmen des Rückbaus der Talbrücke in Unterrieden wurde aus baupraktischen Gründen der Überbau in Herstellrichtung abgebrochen. Abb. 2 zeigt einen Teil des Längsschnitts und den Querschnitt der Brücke. Bei diesem Abbruchvorgang liegen die Trennfugen der Abbruchtakte nicht an den bestehenden Koppelfugen und die im nachträglichen Verbund liegenden Spannglieder müssen sich nach dem Durchtrennen über Verbund verankern. Die Bemessung der Rückbauzustände erfordert eine konkrete Annahme bezüglich der Verankerungslänge. Des Weiteren ist eine Validierung der im Verbundbereich auftretenden Spaltzugkräfte von Interesse. Aus diesem Grund wurden an der Talbrücke in drei Abbruchtakten Messungen mit faseroptischen Sensoren durchgeführt, um die Dehnungsverläufe beim Durchtrennen der Spannglieder zu erfassen. Ziel ist die Ableitung von Aussagen zur effektiven Verbundlänge und den Spannungsverteilungen im Diskontinuitätsbereich.

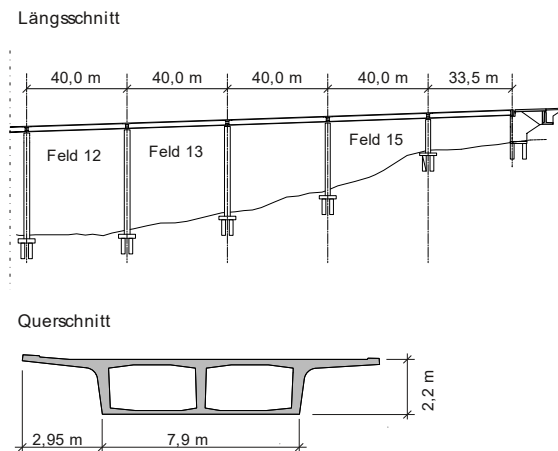


Abb. 2: Längs- und Querschnitt der Talbrücke Unterrieden, entnommen aus [5]

Die Messungen und die Auswertung der Messergebnisse wurden im Feld 12, Feld 13 und Feld 15 (siehe Abb. 2) in Zusammenarbeit mit der Technischen Universität Dresden, dem Ingenieurbüro MKP GmbH und dem Ingenieurbüro Büchting + Streit AG durchgeführt [5]. In den Feldern wurden verschiedene Messanordnungen mit unterschiedlichen Klebstoff- und Sensorkombinationen eingesetzt und die Ergebnisse anschließend verglichen. Bei der Installation und der Auswertung zeigte sich, dass ein möglichst robustes Sensorsystem verwendet werden sollte. Dadurch kann auch ein Sensorbruch durch Rissbildung vermieden werden, sofern die Dehnungsübertragung der Betonoberfläche und dem Glasfaserkern nicht zu steif ausgebildet ist.

Die durchgeführten Messungen zeigen signifikante Stauchungen entlang der durchbohrten Spannglieder auf einer Länge von ca. 1,0 m bis 2,0 m, sofern der umgebende Beton nicht gerissen ist. Wenn Risse die zu verankernden Spannglieder kreuzen, zeigen die Ergebnisse Stauchungen über eine etwa ein Drittel längere Strecke. Aufgrund der geringen Betondeckung der Spannglieder kann die Verankerungslänge über die gemessene Stauchung abgeschätzt werden. In Abb. 3 sind die Messergebnisse entlang der Sensoren in Feld 13 qualitativ dargestellt. In Querrichtung sind Mikrorisse infolge Spaltzug in der Nähe der Bohrung entlang der Spanngliedachse ersichtlich. Diese Spaltzugrisse werden auch bei den Messungen in den anderen Feldern festgestellt und obwohl keine explizite Spaltzugbewehrung vorhanden war, blieben diese Risse sehr klein. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die vorhandene Bügelbewehrung und die monolithische Bauweise der Stege mit Fahrbahn- und Bodenplatte den auftretenden Spaltzugkräften weitestgehend aufnehmen. Zusätzlich breitet sich die Last in nicht gerissene Bereiche aus und lagert sich um.

Durch den Einsatz von faseroptischen Messungen nach dem hier vorgestellten Konzept können die für die Bemessung getroffenen Annahmen während des Rückbaus verifiziert werden. Insbesondere bei Abweichungen der nachträglichen Verankerung von den berechneten Schlupfkriterien bieten die DFOS-Messungen eine detaillierte Grundlage zur Beurteilung des Rückbaufortschritts in Echtzeit und zur Einleitung geplanter Alternativmaßnahmen.

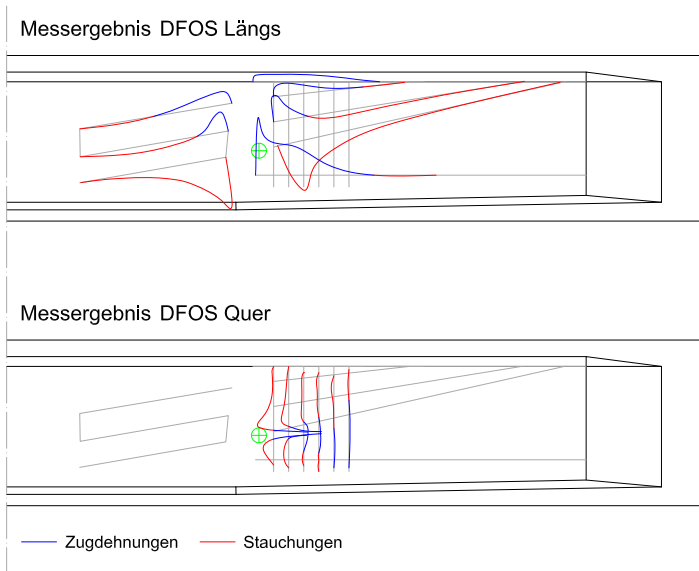


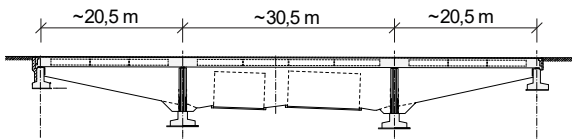
Abb. 3: Qualitative Darstellung der Dehnungsänderung in Feld 13 beim Durchtrennen der Spannglieder in der untersten Spanngliedachse; Stauchungen in Rot, Zugdehnungen in Blau.

Langzeitmessungen zur Detektion von Dehnungsänderungen und Erstrissbildung aufgrund von Spannstahlbrüchen

An den beiden Plattenbrücken „Kreuzhof“ mit spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstahl (Typ Sigma Oval) in München wird für den sicheren Weiterbetrieb ein Monitoringsystem eingesetzt [6]. Bei beiden Bauwerken konnte das gemäß Handlungsanleitung Spannungsrissskorrosion geforderte Kriterium Riss vor Bruch nicht in jedem Querschnitt nachgewiesen werden [3]. Aber auch in Bereichen mit ausreichendem Ankündigungsverhalten, ist eine objektbezogene Prüfanweisung nach dieser Handlungsanweisung zu definieren. Neben einer 1,5-jährigen Datenerfassung mit unterschiedlicher Sensorik zur objektspezifischen Verkehrslastermittlung (B-WIM Sys-

tem) und dem fortlaufenden Dauerbetrieb von akustischen Sensoren zur direkten Detektion von Spanngliedbrüchen, werden vier Mal jährlich Dehnungen entlang der Brückenlängsrichtung, mit den DFOS BRUSens V9 gemessen. Ziel der DFOS ist die Detektion von Dehnungsänderungen und Rissen in Folge von Spanndrahtbrüchen. Abb. 4 zeigt den Längsschnitt und den Querschnitt eines der beiden Bauwerke. Die Platte wurde mit zylindrischen Hohlkörpern ausgeführt. In den Stegen zwischen diesen Hohlkörpern befinden sich mindestens zwei bis maximal sechs Spannglieder im nachträglichen Verbund. Die DFOS befinden sich in jedem zweiten Steg an der Unterseite des Überbaus.

Längsschnitt



Querschnitt

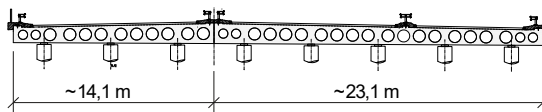


Abb. 4: Längsschnitt und Querschnitt der Brücke „Kreuzhof“ BW40/45

Nach der Inbetriebnahme des Monitoringsystems wurden Probelastungen durchgeführt, die nach sechs Monaten wiederholt wurden. Diese Maßnahme diente der Identifikation von Umwelteinflüssen bei bekannter Belastung auf die Sensorik. Die Messergebnisse zeigen, dass bei einer Belastung mit zwei LKWs mit maximalem Fahrzeuggewicht von 42 to nur sehr geringe Dehnungsänderungen von kleiner $-30 \mu\text{m/m}$ ($-0,03 \%$) auftreten. Demgegenüber manifestieren sich Dehnungsänderungen, die auf Temperaturschwankungen zurückzuführen sind, in besonders ausgeprägter Form. In Abb. 5 sind beispielhaft Messergebnisse seit Beginn der Aufzeichnungen 2021 dargestellt. Bei der Gegenüberstellung der Rohdaten mit

berechneten Dehnungen am Stabwerk zeigt sich ein konstanter Versatz der Dehnungen, während der lineare Trend ähnliche Tendenzen aufweist.

Ebenfalls treten in Abb. 5 Dehnungsspitzen auf. Diese weisen eine Dominanz von bis zu $200 \mu\text{m/m}$ ($0,20\%$). Im Rahmen von Laboruntersuchungen werden derartige Dehnungsspitzen in der Regel als Indiz für das Vorhandensein eines Risses gewertet. Eine visuelle Inspektion der Brücke ergab, dass der betreffende Bereich einen Versatz in der Betonoberfläche aufweist. Dies führt zu einer Umlenkung des Sensors in Längsrichtung, wodurch eine lineare Dehnungsübertragung zwischen Beton und Glasfaserkern nicht möglich ist. Betrachtet man alle Messungen über mehrere Jahre, so treten die Dehnungsspitzen bei gleicher Temperatur immer an der gleichen Stelle auf. Unter der Voraussetzung, dass das Messsignal auf eine Messung bei gleicher Temperatur bezogen wird, sind keine Dehnungsspitzen mehr erkennbar. Daraus kann geschlossen werden, dass es sich nicht um eine neu aufgetretene Dehnungsänderung handelt.

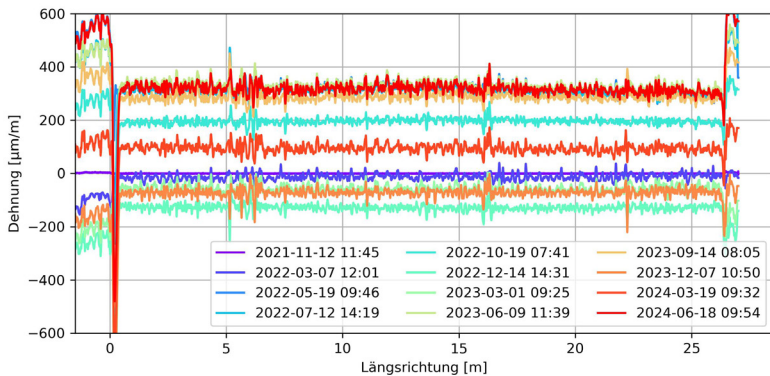


Abb. 5: Messergebnisse im mittleren Feld am Bauwerk BW40/45 seit Messbeginn November 2021

Fazit

Dieser Beitrag zeigt anhand von Praxisbeispielen und Laboruntersuchungen das Potenzial der verteilten faseroptischen Dehnungsmessung auf Basis der Rayleigh-Rückstreuung für die Zustandsbewertung und Überwachung von bestehenden Spannbetonbrücken. Der wesentliche Vorteil

dieser Messtechnik besteht in der Erfassung von Dehnungsänderungen, die mit dem bloßen Auge nicht erkennbar sind. Zudem ermöglicht sie Aussagen über die Rissbildung, ohne dass ein direkter Zugang zum Riss selbst erforderlich ist. In den vergangenen Jahren wurde die Messtechnik der verteilten faseroptischen Dehnungsmessung weiterentwickelt, wodurch sich eine gesteigerte Zuverlässigkeit bei der Datenerfassung, eine vereinfachte Handhabung sowie eine robuste Funktion in verschiedensten Umgebungen beobachten lässt. Gleichzeitig wurden von verschiedenen Herstellern neue faseroptische Sensoren entwickelt. Dies eröffnet die Möglichkeit, unterschiedliche Sensoren einzusetzen und verschiedenste Anwendungen zu realisieren. Folglich kann sie als präzise Methode zur Überwachung von Bauwerkszuständen bezeichnet werden.

Neben den dargestellten Beispielen existieren in der Literatur zahlreiche weitere Beispiele aus Labor- und Felduntersuchungen, die eine verlässliche Funktionsweise von DFOS verifizieren und die Vor- und Nachteile verschiedener Sensoren sowie die Grenzen ihrer Anwendung aufzeigen (z.B. [7][8][9]). Die zukünftige Herausforderung in der Anwendung bei bestehenden Spannbetonbrücken besteht in der Entwicklung von Standardlösungen für bestimmte Problemstellungen, die eine Lebensdauererlängerung der Bauwerke ermöglichen.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauwerken (BEM-ING) – Teil 2 Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Bonn, 2011
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung. Berlin: DAfStb, 2020.
- [3] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauwerken (BEM-ING) – Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion - Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden. Bonn, 2011.

- [4] Novák, B.; Stein, F.; Reinhard, J.; Dudonu, A.: Einsatz kontinuierlicher faseroptischer Sensoren zum Monitoring von Bestandsbrücken. In: Beton- und Stahlbetonbau Volume 116 (2021), Issue 10, S.s 718-726.
<https://doi.org/10.1002/best.202100070>
- [5] Burger, H.; Betz, B.; Richter, B.; Herbers, M.; Schramm, N.; Diers, J.; Schacht, G.; Lingemann, J.; Marx, S; Fischer, O.: Untersuchungen zur Verbundverankerung von durchtrennten Spanngliedern beim Brückenrückbau. In: Beton- und Stahlbetonbau Volume 119 (2024), Issue 10
<https://doi.org/10.1002/best.202400046>
- [6] Fischer, O.; Schramm, N.; Burger, H.; Tephö, T.: Wirklichkeitsnahe Beurteilung des Brückenbestands mit innovativer Sensorik – SpRK-Monitoring der Kreuzhofbrücken München. In: Innsbrucker Bautage 2022 – Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix (2022). Herausgeber: Berger, J.
- [7] Bado, M.F.; Casas, J.R.: A Review of Recent Distributed Optical Fiber Sensors Applications for Civil Engineering Structural Health Monitoring. In *Sensors* (2021), 21, 1818. Basel, Switzerland.
<https://doi.org/10.3390/s21051818>
- [8] Bednarski L.; Sienko R.; Howiacki T.; Zuziak K.; The Smart Nervous System for Cracked Concrete Structures: Theory, Design, Research, and Field Proof of Monolithic DFOS-Based Sensors. *Sensors* (2022), 22, 8713.
<https://doi.org/10.3390/s22228713>
- [9] Berrocal C.; Fernandez I; Bado, M.; Casas J.; Rempling R. (2021) Assessment and visualization of performance indicators of reinforced concrete beams by distributed optical fibre sensing. *Structural Health Monitoring* Volume 20, Issue 6.
<https://doi.org/10.1177/1475921720984431>

ÜBER 30 JAHRE EXPERTISE

- \ Tragwerksplanung
- \ Technische Gebäudeausrüstung
- \ Brandschutzplanung
- \ Bauphysik
- \ Bauen im Bestand
- \ Experimentelle Tragsicherheitsbewertung
- \ Nachhaltigkeitsberatung & -zertifizierung
- \ Building Information Modeling
- \ Forschung & Systementwicklung
- \ Prüfwesen Standsicherheit & Brandschutz
- \ Bauwerksprüfung
- \ Sachverständigentätigkeiten





Materialprüfungsamt
für das Bauwesen

prüfen | überwachen | zertifizieren

Die Abteilung Massivbau des Materialprüfungsamts für das Bauwesen (MPA BAU) der TUM ist Ihr Ansprechpartner rund um Fragestellungen des konstruktiven Ingenieurbaus, in den Bereichen Mauerwerk, Beton, Stahl- und Spannbeton, Bewehrungs- und Spanntechnik, Bauwerksuntersuchung sowie Versuchs- und Messtechnik im gesamten Bauwesen | Wir führen für Sie Überwachungen von Baustellen (ÜK2 & 3) und von Bauprodukten nach Landesbauordnung sowie nach BauPVO (CE-Kennzeichnung) durch | Wir verfügen über Akkreditierungen als Prüflabor und als Zertifizierungsstelle. Wir sind bauaufsichtlich anerkannt und notifiziert.

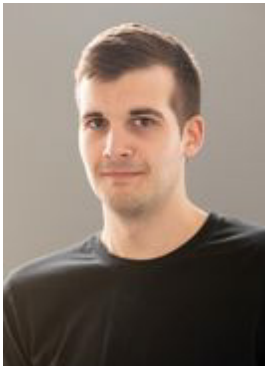
Materialprüfungsamt für das Bauwesen
MPA BAU - Abteilung Massivbau
Technische Universität München
Theresienstraße 90, 80333 München

web. www.ed.tum.de/mpa-bau
email. mpa@tum.de
tel. +49 (0)89 289 23000

Datengestützter Beton-3D-Druck

<https://doi.org/10.14459/mbs28.05>

Daniel Auer, Freek Bos, Oliver Fischer



Daniel Auer, M.Sc.

2016 B.Sc. Bauingenieurwesen, TUM
2019 M.Sc. Bauingenieurwesen, TUM
seit 07.2019 Wissenschaftlicher Mitarbeiter,
Lehrstuhl für Massivbau, TUM



Dr.ir. Freek Bos

1996-2002 Studium Architektur und Bautechnologie,
TU Delft, NL
2003-2004 Statiker/Projektleiter ABT, NL
2004-2009 Doktorand TU Delft, NL
2009-2010 Post-Doc, Universität Gent, BE
2011-2015 Projektleiter/Spezialist Glas,
Witteveen+Bos, Deventer, NL
2015-2022 Ass. Prof. Massivbau, TU Eindhoven, NL
seit 2022 Gruppenleiter Extrusionsbasierte additive
Fertigung von Beton, Lehrstuhl f. Massivbau, TUM



Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer

1988 Diplom Bauingenieurwesen, TUM

1989-95 Wissenschaftlicher Assistent, UniBw

1994 Promotion

1996-2009 Verschiedene Fach- und Führungspositionen in der Bauindustrie im In- und Ausland

2007 Diplomwirtschaftsingenieur, Univ. Hagen

seit 10.2009 Ordinarius für Massivbau, TUM

seit 2011 Prüfenieur und EBA-Prüfer

Der 3D-Betondruck revolutioniert die Bauindustrie, indem er eine höhere Geschwindigkeit, Kosteneffizienz, weniger Materialverschwendung und die Möglichkeit bietet, komplexe architektonische Entwürfe zu realisieren. Diese Vorteile hängen jedoch von der Bewältigung bedeutender technischer Herausforderungen im Zusammenhang mit der Prozesssteuerung und der Gewährleistung der strukturellen Integrität ab. In diesem Artikel wird die entscheidende Rolle der Echtzeit-Prozessüberwachung bei der Weiterentwicklung der 3D-Betondrucktechnologie hervorgehoben. Wir geben einen detaillierten Überblick über den Druckprozess und heben dabei die Herausforderungen bei der Materialvorbereitung, die Einschränkungen der Ausrüstung und die Notwendigkeit einer präzisen Steuerung von Parametern wie Materialfluss und Schichtdicke hervor. Am Lehrstuhl für Massivbau wurde ein umfassendes Überwachungssystem implementiert, das InfluxDB für die Datenspeicherung und Grafana für die Visualisierung verwendet und etwa 70 Schlüsselkennzahlen erfasst – darunter Umweltbedingungen, Mischer- und Pumpenleistung sowie Roboterbewegungen. Der Einsatz dieses Systems hat zu erheblichen Verbesserungen der Prozessstabilität und Produktqualität geführt, da Anomalien frühzeitig erkannt und Korrekturmaßnahmen schnell eingeleitet werden können. Diese Ergebnisse unterstreichen, dass ausgeklügelte Überwachungssysteme unerlässlich sind, um die technologische Reife des 3D-Betondrucks zu erhöhen und seine breite Anwendung im Bausektor zu fördern.

3D concrete printing is revolutionizing the construction industry by offering increased speed, cost efficiency, reduced material waste, and the ability to create complex architectural designs. However, these benefits hinge on overcoming significant technical challenges related to process control and ensuring structural integrity. This paper underscores the critical role of real-time process monitoring in advancing 3D concrete printing technology. We provide an in-depth overview of the printing process, highlighting challenges in material preparation, equipment limitations, and the necessity for precise control of parameters like material flow and layer thickness. At the Chair of Concrete and Masonry Structures, we implemented a comprehensive monitoring system utilizing InfluxDB for data storage and Grafana for visualization, capturing approximately 70 key metrics – including environmental conditions, mixer and pump performance, and robotic movements. The deployment of this system has demonstrated substantial improvements in process robustness and product quality by enabling early detection of anomalies and facilitating swift corrective actions. These findings emphasize that sophisticated monitoring systems are vital for elevating 3D concrete printing to higher technological readiness and promoting its widespread adoption in the construction sector.

Einleitung

Die Bauindustrie erlebt mit dem Aufkommen der 3D-Betondrucktechnologie [1] einen transformativen Wandel. Bei dieser innovativen Methode werden computergesteuerte Maschinen eingesetzt, um Gebäude und strukturelle Komponenten durch präzise Schichtung von Betonmaterial herzustellen. Der 3D-Betondruck birgt zwar das Potenzial für eine höhere Bau- geschwindigkeit, Kosteneffizienz, weniger Materialabfall und die Erstellung komplexer architektonischer Entwürfe, doch diese Vorteile hängen weitgehend davon ab, dass die Technologie einen hohen Reifegrad erreicht.

In ihrem derzeitigen Entwicklungsstadium erfordert die Realisierung dieser Vorteile die Überwindung erheblicher technischer Herausforderungen. Eine genaue Überwachung des Druckprozesses ist unerlässlich, um die Qualität und strukturelle Integrität der gedruckten Strukturen zu gewährleisten. Die Beobachtung und Steuerung in Echtzeit ermöglicht die Anpas-

sung kritischer Faktoren wie Materialfluss, Schichtdicke und Aushärtungsbedingungen, die für die Vermeidung von Defekten und die Einhaltung von Sicherheitsstandards unerlässlich sind. Dieser Artikel untersucht den Aufstieg des 3D-Betondrucks im Bausektor und hebt die entscheidende Rolle hervor, die die Prozessüberwachung bei der Weiterentwicklung dieser neuartigen Technologie hin zu einer höheren technologischen Bereitschaft und einer breiten Akzeptanz spielt.

Ablauf eines 3D Drucks im Bauwesen

Die Durchführung eines 3D-Betondrucks [2] umfasst eine Reihe sorgfältig geplanter und ausgeführter Schritte, um die strukturelle Integrität und Qualität des Endprodukts sicherzustellen. Der Prozess beginnt mit der Entwurfsphase, in der Ingenieure mithilfe von CAD-Software (Computer-Aided Design) ein detailliertes digitales Modell der geplanten Struktur erstellen. Die Struktur wird unter Berücksichtigung der Prinzipien des „Design for Additive Manufacturing“ entworfen, um sicherzustellen, dass die Geometrie, der Materialeinsatz und die strukturellen Anforderungen für den 3D-Druckprozess optimiert sind. Dieses Modell wird dann in ein für den 3D-Druck geeignetes Format umgewandelt, wobei das Modell in horizontale Schichten geschnitten und ein Werkzeugpfad generiert wird, der die Bewegungen des Industrieroboters bestimmt. In der Regel wird ein Probelauf des Industrieroboters durchgeführt, um sicherzustellen, dass der geplante Werkzeugpfad wie vorgesehen ausgeführt werden kann, da die Dynamik der Bewegungen und deren Beschränkungen nur mit spezialisierter, proprietärer Software überprüft werden kann.

Als Nächstes folgt die Materialvorbereitung, bei der eine spezielle formulierte Beton- bzw. Mörtelmischung oder ein kommerzielles erhältliches Material von großen Zementherstellern verwendet wird, um die erforderlichen rheologischen Eigenschaften, wie optimale Viskosität und Abbindezeit, zu besitzen, die eine reibungslose Extrusion und eine angemessene strukturelle Unterstützung während des Druckvorgangs ermöglichen. Anschließend erfolgt die Druckereinrichtung, bei der die Hardwarekomponenten (Roboter, Mischer, Pumpe) des 3D-Druckers zusammengebaut werden. Das trockene Material wird aus einem Silo oder manuell in einen Durchlaufmischer befördert, wo es mit einer festgelegten Menge Wasser über eine definierte Strecke in einer Mischkammer vermischt wird und

dann in den Materialtrichter der Betonpumpe fällt, in der Regel eine Exzentrerschneckenpumpe.

Eine Exzentrerschneckenpumpe arbeitet mit einem schraubenförmigen Rotor, der sich in einem Doppelhelix-Stator dreht und eine Reihe von abgedichteten Hohlräumen erzeugt. Während sich der Rotor dreht, wandern diese Hohlräume vom Einlass der Pumpe zum Auslass und transportieren die Flüssigkeit mit einem gleichmäßigen, kontinuierlichen Fluss, der Pulsationen minimiert, sodass sie sich für die Handhabung von viskosen und scherempfindlichen Materialien eignet. Die Umdrehungen pro Minute (U/min) müssen in der Regel je nach Steigung und Exzentrizität des Rotors kalibriert werden, um die gewünschte Durchflussrate und den gewünschten Druck zu erreichen. Um Verstopfungen zu Beginn des Pumpvorgangs zu vermeiden, wird der Materialschlauch oft intensiv mit Wasser gespült und dann Tapenkleister vorgeschmiert. Im Zusammenhang mit dem 3D-Betondruck treten jedoch mehrere Probleme auf. Die abrasiven Partikel in Betonmischungen können zu einem schnellen Verschleiß der Rotor- und Statoroberflächen führen, was zu einer verminderten Pumpenleistung und einer kürzeren Lebensdauer führt. Darüber hinaus können die hohe Viskosität und die heterogene Beschaffenheit von Beton zu Verstopfungen und ungleichmäßigen Durchflussraten führen, was für die bei 3D-Druckverfahren erforderliche Präzision ein kritischer Faktor ist. Ein wesentlicher Nachteil der Mörtelpumpen der aktuellen Generation besteht darin, dass sie für die Förderung großer Materialmengen bei hohen Geschwindigkeiten ausgelegt sind, was für traditionelle Bauverfahren optimal ist, für den 3D-Betondruck jedoch hinsichtlich der Entwicklung der Standfestigkeit nicht anwendbar ist. Der Prozess erfordert eine präzise Steuerung des Materialflusses, um Genauigkeit und Detailtreue in den gedruckten Strukturen zu gewährleisten; eine zu hohe Geschwindigkeit kann zu Überextrusion, verminderter Präzision und einer Beeinträchtigung der strukturellen Integrität führen.

Wenn der Druckvorgang beginnt, werden die Prozessüberwachung und -steuerung entscheidend. Dies beinhaltet die kontinuierliche Beobachtung von Parametern wie Materialflussrate, Schichtdicke und Umgebungsbedingungen mithilfe von Sensoren und Feedbacksystemen, um bei Bedarf Anpassungen in Echtzeit vorzunehmen. Nach Abschluss des Drucks wird die Struktur einer Aushärtungsphase unterzogen, um die gewünschten mechanischen Eigenschaften zu erreichen. Schließlich werden Nachbearbeitungs-

schritte wie die Oberflächenveredelung und der Einbau zusätzlicher Verstärkungen durchgeführt, gefolgt von strengen Qualitäts- und Konformitätsprüfungen, um sicherzustellen, dass die Struktur alle relevanten Bauvorschriften und Sicherheitsstandards erfüllt. Nachbearbeitungsschritte, wie z.B. Fräsen und Schleifen werden teilweise gleich nach der additiven Fertigung eingeleitet, um sich durch den noch nicht erhärteten Beton einen Vorteil zu verschaffen. Bei gleichzeitiger Anwendung von additiven und subtraktiven Technologien und der Kombination der Vorteile beider Technologien spricht man von „hybrid manufacturing“.

Während des gesamten Prozesses ist eine sorgfältige Überwachung unerlässlich, um technische Herausforderungen umgehend zu bewältigen und so die Technologie auf einen höheren Bereitschaftsgrad zu bringen und sicherzustellen, dass die Vorteile des 3D-Betondrucks voll ausgeschöpft werden [3].

Monitoring und Kontrolle des Prozesses

Die Prozessüberwachung umfasst die kontinuierliche Beobachtung und Sammlung von Daten über die Leistung eines Prozesses, ohne diesen direkt zu beeinflussen, während die Prozesssteuerung Prozessparameter aktiv maßgebende Parameter beeinflusst, um die gewünschten Ergebnisse zu erzielen. Die Datenerfassung durch Überwachung ist ein wesentlicher erster Schritt, um die Feinheiten eines Prozesses zu verstehen und die notwendigen Erkenntnisse für fundierte Anpassungen zu gewinnen. Zunächst können diese Anpassungen manuell vorgenommen werden, um die Leistung zu optimieren. Auf einer anspruchsvolleren Ebene ermöglicht die Automatisierung eine automatische Prozesssteuerung ohne menschliches Eingreifen, wodurch die Effizienz und Konsistenz verbessert wird.

Darüber hinaus können einige Phänomene innerhalb eines Prozesses sofort verstanden und angegangen werden, da sie in direktem Zusammenhang stehen, wie z. B. die Beziehung zwischen Mörtelkonsistenz und der zugegebenen Wassermenge im Durchlaufmischer. Diese direkten Zusammenhänge ermöglichen eine schnelle Interpretation und unkomplizierte Anpassungen. Umgekehrt hängen andere Phänomene von mehreren miteinander verbundenen Parametern ab und erfordern ein tiefgreifendes Verständnis, um effektiv angepasst zu werden zu können. Die Analyse dieser komplexen Wechselwirkungen erfordert oft eine fortgeschrittene Datenanalyse und

Modellierung, um zugrunde liegende Muster aufzudecken und eine präzisere und fundiertere Prozesssteuerung zu ermöglichen.

Implementation des Monitoringkonzepts

Am Lehrstuhl für Massivbau wurde ein umfassendes System zum Überwachen und Steuern des 3D – Drucks konzeptioniert und realisiert. Das System nutzt InfluxDB als leistungsstarke Zeitreihendatenbank, um große Mengen zeitgestempelter Daten effizient zu speichern und zu verwalten. InfluxDB kann Daten über verschiedene Protokolle aufnehmen und bietet eine Vielzahl von Client-Bibliotheken, wodurch es flexibel und einfach in verschiedene Systeme integriert werden kann. Zur Visualisierung verwenden wir Grafana, das interaktive und anpassbare Dashboards bereitstellt, mit denen wir Echtzeit-Metriken und historische Trends effektiv analysieren können. Über eine speicherprogrammierbare Steuerung, die auf die Daten zugreifen kann, können am Prozess beteiligte Maschinen angesteuert werden.

Das System versieht jeden Druckprozess mit einer einzigartigen Kennziffer, einem Zeitstempel und Ort, sowie beteiligten Personen, Maschinen und Materialien. Ferner nimmt das System alle relevanten Wettermetriken auf, darunter z.B. Außentemperatur, Bewölkungsgrad, relative Luftfeuchte, Niederschlag (Regen, Schnee, Hagel), Sonneneinstrahlung und Sonnenstand, den UV – Index und Zeitpunkte des Sonnenauf- sowie untergangs. Für die Anwendung in der Fabrik sind diese Metriken nur von untergeordneter Bedeutung, meist nur zur Referenz, aber für „on-site“ Druckvorhaben sind diese relevant.

Der Durchlaufmischer wird hinsichtlich dem „AN/AUS“ Status überwacht, seiner Drehzahl, seinem Energiekonsum, dem Wasserfluss und der Wassertemperatur überwacht. Hieraus lassen sich durch Integration und Ableitung nach der Zeit weitere Metriken ableiten.

Der Produktionsraum wird mittels mehrerer über den Raum gleichmäßig verteilten Sensoren hinsichtlich Temperatur und Luftfeuchte überwacht. Das Druckbett, auf dem der Roboter das Material austrägt, wird mittels vier Lastzellen hinsichtlich des aktuellen Gewichts überwacht.

Die Pumpe wird hinsichtlich der Umdrehungszahl, dem Energieverbrauch und dem Füllstandlevel beobachtet. Der am Materialbehälter der Pumpe

angebrachte Außenrüttler wird hinsichtlich seines „AN/AUS“ Zustands überwacht.

Der Industrieroboter liefert Daten hinsichtlich seiner Achswinkel, Achsgeschwindigkeiten, Achsbeschleunigungen sowie kartesischen Positionen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen. Ferner werden roboterspezifische Daten geloggt. Am Mörtelschlauch werden am Anfang und Ende des Schlauchs Mörteldruck und Materialtemperatur gemessen. Die speicherprogrammierbare Steuerung speichert alle analogen Signale, die von Sensoren erzeugt werden oder an Aktoren gesendet werden. Sensoren sind z.B. Abstandssensoren vom Düsenkopf zur obersten Lage des Extrusionsprozesses, Aktoren sind Bauteile, die den Prozess beeinflussen, also z.B. Wasserteile.

Zusammenfassung

Die Einführung eines umfassenden Überwachungssystems, das rund 70 zentrale Messgrößen erfasst, hat gezeigt, dass es ein erhebliches Potenzial zur Verbesserung der Robustheit und Produkt Durch die Bereitstellung von Echtzeit-Einblicken in verschiedene Betriebsparameter ermöglicht dieses System die frühzeitige Erkennung von Anomalien und erleichtert die schnelle Einleitung von Korrekturmaßnahmen. Dieser proaktive Ansatz minimiert nicht nur Ausfallzeiten, sondern optimiert auch die Ressourcennutzung, was zu einer verbesserten Effizienz und Konsistenz im Druckprozess führt. Die Fülle der gesammelten Daten bietet wertvolle Möglichkeiten für kontinuierliche Verbesserungen und Innovationen und festigt die Rolle des Überwachungssystems als entscheidende Komponente bei der Weiterentwicklung der 3D-Betondrucktechnologie.

Literatur

- [1] D. Auer, F. P. Bos, and O. Fischer, "3DCP.fyi: A Comprehensive Citation Network Graph on the State of the Art in 3D Concrete Printing," in *Proceedings of the Fourth RILEM International Conference on Concrete and Digital Fabrication*, 2024, pp. 533–538.
- [2] F. P. Bos, C. Menna, M. Pradena, E. L. Kreiger, and W. R. L. da Silva *et al.*, "The Realities of Additively Manufactured Concrete Structures in Practice," *Cement and Concrete Research*, vol. 156, 2022, doi: 10.1016/j.cemconres.2022.106746.
- [3] S. Li, T. Lan, H.-X. Nguyen, and J. P. Tran, "Frontiers in Construction 3D Printing: Self-Monitoring, Multi-Robot, Drone-Assisted Processes," *Progress in Additive Manufacturing*, 2024, doi: 10.1007/s40964-024-00794-8.



SO CHILLIG ENTSPANNEN, DASS SELBST HÄNGEMATTEN NEIDISCH WERDEN!

Lassen Sie den Stress hinter sich, während wir uns um den Schutz Ihrer IT-Infrastruktur kümmern. Mit uns als Partner sind Ihre IT-Themen sicher und sorgenfrei – für maximale Entspannung im digitalen Alltag!



DR. BAUMGÄRTNER GMBH

IT-SERVICE

für mittelständische Unternehmen
im Großraum München & Starnberg

info@it-baumgaertner.de
www.it-baumgaertner.de

UNSERE MAUS
LÄUFT WIEDER



[www.it-baumgaertner.de/
kinospot](http://www.it-baumgaertner.de/kinospot)

SAP Garden – Zentrum für Spitzenleistung

<https://doi.org/10.14459/mbs28.06>

Martin Elze



Martin Elze

2007 Studium Bauingenieurwesen, BTU Cottbus, Diplom
seit 2007 bei Buro Happold als Tragwerksplaner, Leiter für multidisziplinärer nationaler und internationaler Projekte u.A.: White Gardens Moskau, European Investment Bank Luxemburg, Transformation Hauptbahnhof Chemnitz, SAP Garden Arena München, Neues Dock Flughafen Zürich

Am 27.09.2024 war es endlich so weit: Die SAP Garden Arena öffnete zum ersten Mal ihre Türen für die Öffentlichkeit mit einem hochkarätigen Eishockeyspiel zwischen Red Bull und den Buffalo Sabres aus der NHL. In Zukunft wird hier Spitzenleistung im Eishockey, Basketball und vielen weiteren Sportarten erbracht. Eingebettet in die geschützte historische Landschaft des Olympiaparks in München weist die neue Arena einige Besonderheiten auf, die das Bauwerk weltweit einzigartig machen. Die Tragwerksplanung sah sich dadurch besonderen Herausforderungen gegenüber und hat kreative Lösungen entwickelt.

On September 27, 2024, the time had finally come: The SAP Garden Arena opened its doors to the public for the first time with a high-profile ice hockey game between Red Bull and the Buffalo Sabres from the NHL. In the future, top performances in ice hockey, basketball, and many other sports will be showcased here. Embedded in the protected historical landscape of the Olympic Park in Munich, the new arena features several unique characteristics that make the building one of a kind worldwide. The structural design faced special challenges and developed creative solutions as a result.

Der Olympische Park München

Der Olympiapark in München wurde für die Olympischen Sommerspiele 1972 errichtet. Die Hügellandschaften im Olympiapark, insbesondere der Olympiaberg, sind ein zentrales Element des Parks und wurden aus den Trümmern des Zweiten Weltkriegs errichtet. Diese künstlichen Hügel wurden zwischen 1948 und 1957 aufgeschüttet und dienen heute als beliebte Erholungs- und Aussichtspunkte.



Abb. 1: Rendering der SAP Garden Arena aus dem Wettbewerb (©3XN)

Die Architekten des Olympiaparks, darunter Günter Behnisch und Frei Otto, verfolgten das Konzept, den Menschen nicht über die Natur zu stellen. Dieses Prinzip spiegelt sich in der Gestaltung des Parks wider, der harmonisch in die bestehende Landschaft integriert wurde. Die wellenförmigen Strukturen des Zeltdachs und die sanften Hügel sollen die natürliche Umgebung respektieren und betonen. Das Ziel war es, eine Symbiose zwischen Architektur und Natur zu schaffen, bei der die Bauwerke nicht dominieren, sondern sich organisch in die Landschaft einfügen. Diese Philosophie trug dazu bei, dass der Olympiapark weltweit Anerkennung für seine innovative und umweltbewusste Gestaltung erhielt.

Die neue SAP Garden Arena wurde an Stelle des 2015 abgerissenen Radstadions errichtet. Der Symbolik des Parks folgend, war auch das Radstadion ebenso wie das Olympiastadion mit seinem markanten Zeltdach in die Hügellandschaft eingebettet, eine zentrale Anforderung für die neue Arena. Um das benachbarte Olympiastadion nicht zu überschatten, unterliegt das Gebäude einer strengen Höhenbeschränkung von 12 Metern. Zum Vergleich: Die SAP-Arena in Mannheim – Heimat der Mannheim Adler – fasst bei einer Höhe von 33 Metern etwa die gleiche Zuschauerzahl. Zusätzlich zur begrenzten Höhe galt es, den einzigartigen Charakter des Parks mit seiner organisch geschwungenen Landschaft aufzugreifen. Von oben gesehen soll die neue Arena im Einklang mit ihrer Umgebung stehen.

Trainingshallen unter der Hügellandschaft

Der Olympiapark ist für Touristen und Münchener eine zentrale Anlaufstelle in der Stadt. Die neue Arena sollte daher ganzjährig für alle geöffnet sein und nicht nur an Spieltagen – ein Schicksal, das leider zu viele ihrer Schwestern teilen müssen. So lädt das Restaurant & Café, das über die Hügellandschaft am Westende des Gebäudes erreichbar ist, tagsüber zum Verweilen ein.

Unterhalb der geschwungenen Hügellandschaft befinden sich drei Trainingshallen mit jeweils einer Eisfläche von ca. 30x60 m. Die südliche Halle ist mit 40 Metern 5 Meter breiter als die nördlich gelegenen Hallen, um eine Tribüne am Südende aufnehmen zu können. Die Hallen dienen nicht nur als Trainingsflächen für die Profis, sondern sind auch für den Jugendsport sowie Breitensport und die Öffentlichkeit gedacht.

Das Dachtragwerk der Trainingshallen wurde der Hügellandschaft angepasst. Im Vorentwurf wurden dazu wirtschaftliche Untersuchungen durchgeführt, die letztlich dazu führten, dass die Fachwerkträger gruppiert die statische Höhe, gegeben durch die Topografie der Hügellandschaft, maximal ausnutzen, ohne individuelle Fachwerke inklusive jeweils eigener Anschlüsse und Lager zu schaffen. Die Fachwerke spannen von den Außenwänden über die bis zu 8,70 m hohen Innenwände. Innenwand und Dachtragwerk gehen dabei eine Symbiose ein: Die Wände bilden das Auflager des Dachtragwerks, während das Dach die Stabilisierung der Wände übernimmt. Auch wenn die Räume keinen Zugang zu Außenlicht haben, ergibt sich durch die Beleuchtung in Kombination mit den hell gestrichenen Fachwerken und der spiegelnden Eisoberfläche ein gut ausgeleuchtetes Ambiente. Um die Auflast auf dem Dach möglichst gering zu halten wurde die Höhendifferenz zwischen der 60cm starken Substratschicht und der Dämmung des Daches mit Geofom-Blöcken ausgeglichen.



Abb. 2: südliche größte Trainingshalle mit Zuschauertribüne

Unterhalb der Trainingseisflächen befindet sich vollflächig eine VIP-Parkplatzfläche. Um zu verhindern, dass Kondensat auf die vermutlich teu-

ren Fahrzeuge der VIPs tropft, wurde ein Sandwich aus mehreren Schichten aufgebaut. Die Eisfläche wird mit einer gekühlten, schwimmenden Stahlbetondecke erzeugt. Darunter befindet sich eine starke Dämmschicht, die die Kühlplatte von der tragenden Deckenplatte trennt. Die tragende Deckenplatte ist an der Unterseite thermisch aktiviert und verhindert durch Erwärmung eine Kondensatbildung an der Unterseite. Der gesamte Deckenaufbau von Oberkante Eisschicht bis Unterkante tragender Decke beträgt über 1 Meter Stärke.

Unterirdische Anlieferung

Um die Arena von allen Seiten zugänglich zu halten und die Landschaft des Parks so ungestört wie möglich zu belassen, wurde entschieden, die externe Versorgung der Arena unterirdisch zu planen. Fährt man im 2. Untergeschoss nach der Einfahrtsrampe geradeaus, anstatt unter die Eisflächen auf den VIP-Parkplatz abzubiegen, erreicht man einen großen, doppelgeschossigen Raum, in dem 40-Tonnen-Sattelschlepper wenden und ausladen können. Neben der Anlieferung findet hier auch der Abtransport der Abfälle statt. Selbst der zentrale Übertragungswagen, der die Technik im Inneren der Arena an die vielen Wagen der Sender außerhalb der Arena verteilt, steht hier auf Höhe der Eisfläche.

Die umlaufende, regelmäßige Struktur der Bowl der darüber befindlichen Geschosse wird mit großen und starken Unterzügen abgefangen. Diese variieren zwischen einer Höhe von 2,0 m und maximal 3,5 m bei einer Bauteilbreite von 1,0 m. Die Träger besitzen kleinere und größere Aussparungen für die Haustechnik, die in den angrenzenden unterirdischen An- und Absaugtrakt eingeführt wird. Die Arena besitzt grundsätzlich fünf große Ansaugbauwerke, die mittels unterirdischer Tunnel mit dem Gebäude verbunden sind.

Über den Stellplätzen der Anlieferung befinden sich zwei tiefere Balken, welche direkt die Zahnbalken des Unterranges aufnehmen. Für das Ensemble aus Sitzstufen, Zahnbalken, Transferträger und nachgiebiger Stützen/Gründung wurde mittels Schwingungsanalyse sichergestellt, dass auch bei tanzenden Besuchern eines Rockkonzertes keine störenden und schädigenden Schwingungen auftreten können.

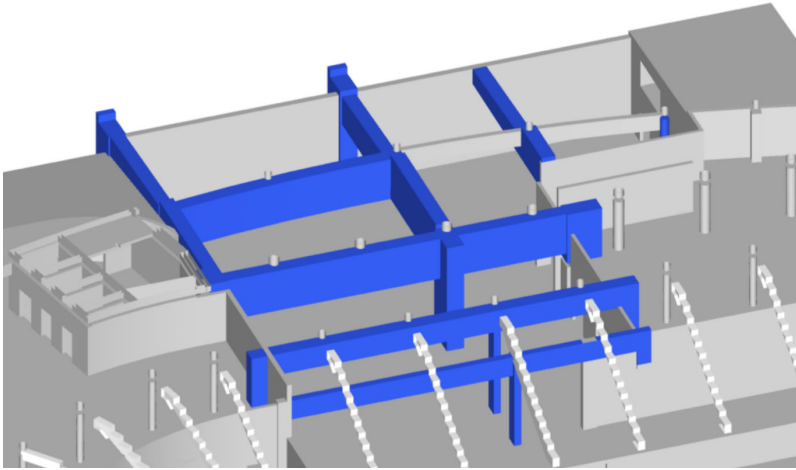


Abb. 3: Transferkonstruktion über der unterirdischen Anlieferung



Abb. 4: Raumhohe Transferbalken mit thermischer Hülle

„The Big Move“

Um den Charakter des Parks zu wahren, sind sichtbare Technikaufstellungen auf dem Dach keinesfalls erlaubt gewesen. In der ursprünglichen Wettbewerbsvariante erstreckte sich das dritte Untergeschoss daher bis unter die Eisfläche in der Bowl und sollte die gesamte Lüftungs-, Kühl- und Heiztechnik beherbergen.

Als wirtschaftliche Optimierung wurde zu Beginn der Entwurfsphase in einer Machbarkeit untersucht, die Technik zu großen Teilen zu verlagern. Dieser Prozess wurde von unserer Haustechnikabteilung liebevoll „The Big Move“ genannt. Die Eisproduktion konnte in eine Freifläche zwischen Einfahrtrampe und großer Technikzentrale im Osten der Trainingsflächen verlegt werden. Die Versorgung der Trainingsflächen erfolgt durch diesen Raum, der mit seinen 10 m lichter Raumhöhe und einer 70 cm starke Außenwand östlich an die Trainingshallen angedockt wurde.

Für die Rückkühler und Lüftungsanlagen, welche die Bowl und den Rest der Arena versorgen, opferte Red Bull das 4. Obergeschoss auf Ebene des großen Dachtragwerks. Die Fläche des umlaufenden Stahlbetonrings war jedoch nicht ganz ausreichend, um die langen und sperrigen Lüftungsanlagen aufnehmen zu können. Daher wurden an der Unterseite der Arenadach-Fachwerkträger im Norden, Süden und Westen große Stahlbetonplatten angehängt. Der Bauablauf, die Sequenz der Lastaufbringung und die Voraussage der Bewegungen des Daches waren hierbei von entscheidender Bedeutung. Da der Fixpunkt der Fachwerkträger auf der Südseite der Bowl liegt und sich der Untergurt eines Fachwerks analog der Bernoulli-Hypothese verlängert, musste insbesondere die hängende Platte auf der Nordseite mit einem größeren Offset erstellt werden: 6,5 cm in Längsrichtung und bis zu 10,5 cm vertikal, um die Verformung aus Lastaufbringung nach Freistellung der Platten geometrisch zu kompensieren.

Heute nimmt man die schwebenden Platten aufgrund ihrer Dämmung und des schwarzen Anstrichs kaum noch wahr.

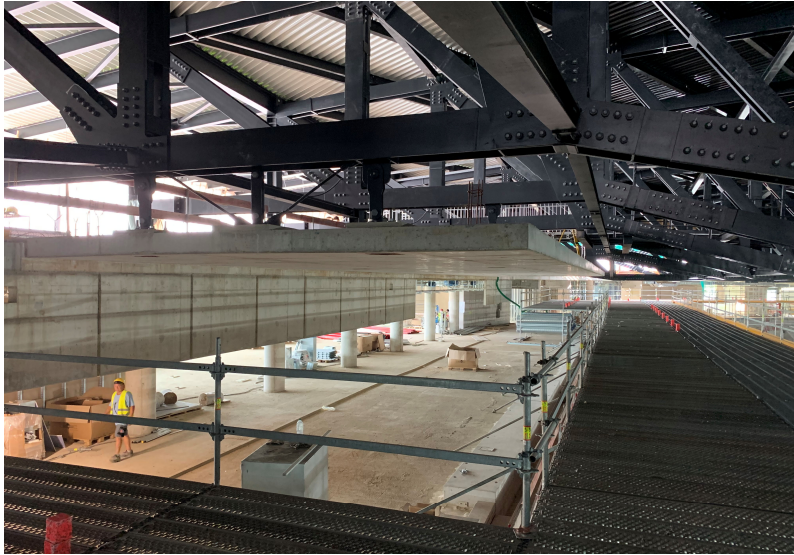


Abb. 5: abgehängte Stahlbetonplatten im Dachtragwerk der Bowl

Gekrümmter Fachwerkträger

Die Ringstruktur der Bowl ragt im Osten der Arena ca. 20 m über die unterirdischen Trainingshallen. Bereits das Wettbewerbskonzept sah einen mehrgeschossigen, gekrümmten Fachwerkträger zum Überspannen der Trainingshallen vor, der sich hinter der Fassadenlinie abwickelt. Die am Obergurt nach außen und am Untergurt nach innen gerichteten Abtriebskräfte werden über die Deckenscheibe an zwei flankierende Erschließungskerne abgegeben, die das gesamte westliche Segment des Rings stabilisieren.

Die Distanz von ca. 16 m zwischen dem inneren Stützenring und dem gekrümmten Fachwerk entlang der Fassade wurde mittels Stahl-Beton-Verbunddeckenträger stützenfrei überbrückt. Die Träger sind als Lochstegträger mit maximal großen Öffnungen konzipiert, um der Haustechnik größtmögliche Installationsfreiheit zu gewährleisten. In der Decke über dem Erdgeschoss wurden für die Installation der zentralen Erschließungstreppe die Verbundträger großflächig ausgewechselt.

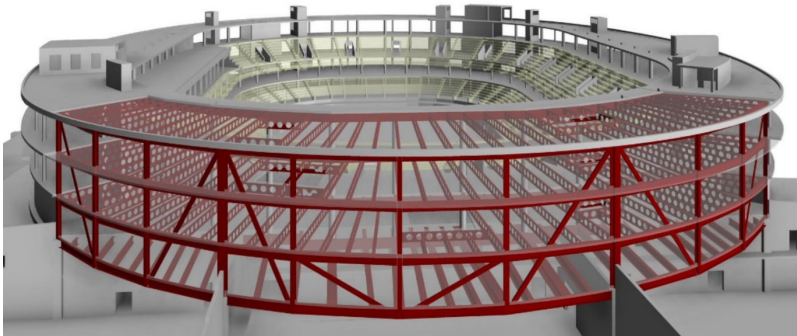


Abb. 6: gekrümmter Fachwerkträger über den Trainingshallen

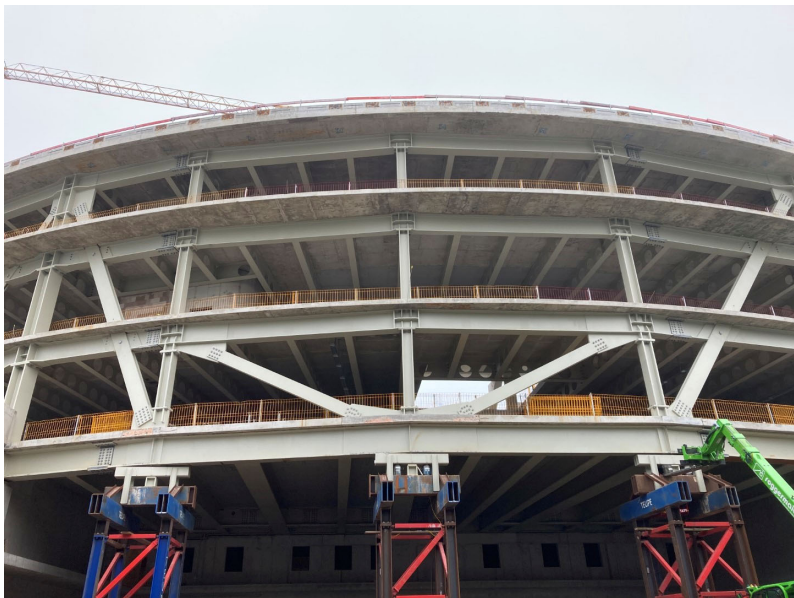


Abb. 7: gekrümmter Fachwerkträger kurz vor dem kontrollierten Ablassen

Der gekrümmte Fachwerkträger wirkt nicht wie ein echtes Fachwerk. Die Zugänglichkeit, insbesondere im 1. Obergeschoss von den Hügeln in das öffentliche Restaurant bzw. Café, hatte höchsten Stellenwert. Das Fachwerk wurde daher eher analog einer Schrägkabelbrücke mit zwei zentralen Stützen und beidseitigen Diagonalen ausgebildet. Das mittlere Feld zwischen den Diagonalen beider Seiten wurde gänzlich ohne Diagonale ausgebildet. Dies war möglich, da die räumliche Tragwirkung durch die angeschlossenen stabilisierenden Decken jederzeit gegeben war. Deren Anschlusspunkte zum Fachwerk sowie die erforderliche Bewehrung waren eine besondere Herausforderung für das Team.

Die Punktuellen Lasten werden über eingebettete 16m hohe Stahlverbundstützen in die Trennwände der Trainingshallen und der VIP-Parkgarage übertragen. Die Lasten werden über die Kopfbolzen und Wandbewehrung so gesteuert, dass ein möglichst gleichförmiger Lastübertrag in die Wand stattfinden kann. Die Wände ermöglichen eine Verteilung der Lasten auf die Gründung, so dass auf starke punktuelle Gründungskörper verzichtet werden konnte.

Fazit

Die SAP Garden Arena im Olympiapark München wurde sehr harmonisch in die Landschaft eingebettet. Der ursprüngliche Entwurfsgrundsatz der Architekten Otto und Behnisch bleibt auch mit dem Neubau vollständig erhalten. Die Arena musste dafür zu 2/3 unterirdisch erstellt werden, was zu einer Reihe von außergewöhnlichen Lösungen im Tragwerk führte. Die Arena wird aufgrund ihrer Lage und Bauart einzigartig bleiben.

KOMPETENZ IM ZEICHEN VON SCHWENK.

Seit über 175 Jahren stellen wir Zemente und Spezialbaustoffe her. Durch ökologisch und ökonomisch vorbildliche Produktionsprozesse und kontinuierliche Investitionen gehören unsere Werke zu den modernsten in Europa.



SCHWENK Zement GmbH & Co. KG
Hindenburgring 15 | 89077 Ulm | info@schwenk.de | www.schwenk.de



SCHWENK

Massives Können

Hochbau | Konstruktiver Ingenieurbau

SAALETALQUERUNG BEI BAD KÖSEN



BSR | **BPR**
Dr. Schüpertöns Consult

BSR | **SRP**
SCHNEIDER+PARTNER

BSR | **K+S**
Ingenieur-Consult

Betonfertigteile im Hochhausbau

<https://doi.org/10.14459/mbs28.07>

Hubert Bachmann



Dr.-Ing. Hubert Bachmann

1976-78 Lehre als Beton- und Stahlbetonbauer
1978-83 Studium Bauingenieurwesen
FH Karlsruhe
1983-86 Studium Bauingenieurwesen
TH Karlsruhe
1986-93 Promotion am Lehrstuhl für Massivbau der
TH Karlsruhe
1993-2020 Ed. Züblin AG Stuttgart
Seit 2020 Gründung Ingenieurbüro Bachmann Liebig
Consulting und Engineering Beratende Ingenieure
Part GmbH, Bretten

Der Beitrag befasst sich mit der Anwendung von Betonfertigteilen im Hochhausbau. Aus Kostengründen wird eine kurze Rohbauzeit gefordert, welche in der Vergangenheit durch eine Optimierung und Automatisierung der Ortbetonschalungstechnik erzielt wurde. Die Fertigteilbauweise gibt uns die Möglichkeit die Bauzeit weiter zu verkürzen. Zudem verringert sie den Personal- und Materialeinsatz auf der Baustelle und führt so zu einer Vereinfachung der Herstellung. Im weiteren wird über die Anwendung von Betonfertigteilen bei Stützen, Decken und Wänden beim Hochhausprojekt FOUR in Frankfurt a.M. berichtet. Neben wirtschaftlichen Gesichtspunkten werden die Ausführung sowie statische Detailfragen erörtert.

The article deals with the use of precast concrete parts in high-rise buildings. For cost reasons, a short construction period is required, which in the past was achieved by optimizing and automating the in-situ concrete formwork technology. The prefabricated construction method gives us the opportunity to further shorten the construction time. It also reduces the use of personnel and materials on the construction site and thus simplifies production. The report also reports on the use of precast concrete elements for columns, slabs and walls in the FOUR high-rise project in Frankfurt a.M. In addition to economic aspects, the execution and static details are discussed.

Einleitung

Hochhausgebäude zeichnen sich einerseits infolge hoher Vertikal- und Horizontalbeanspruchungen durch die Anwendung von hochfesten Materialien, wie Stahl, aus, andererseits hat sich aufgrund der kontinuierlichen Bauweise und eines hohen Widerstands bei Brandbeanspruchungen der Ort beton als dominierende Bauweise etabliert. Durch eine Automatisierung der Schalungs- und Betonagetechnik können damit Hochhäuser bis ca. 400m Höhe wirtschaftlich hergestellt werden.

Nicht zuletzt die Normierung aller Baustoffe, Bemessungs-, Produktions- und Montageverfahren hat dazu geführt, dass die Qualität der Ausführenden auf der Baustelle immer schlechter wurde. Auch die Verknappung von Fachkräften hat dazu einen Beitrag geleistet. Damit stößt die konventionelle Ort betonbauweise immer mehr an seine Grenzen, weil komplexe Bauabläufe und die Anwendung anspruchsvoller Materialien auf der Baustelle nicht mehr wirtschaftlich umgesetzt werden können. Die Änderungsmentalität der Beteiligten, insbesondere der Bauherrschaft, führt zudem zu einer Verkomplizierung des Planungsprozesses und letztlich auch zu Verzögerungen oder einer Verdichtung des Arbeitsumfangs auf der Baustelle.

Die Betonfertigteilmbauweise bietet die Möglichkeit einige dieser Nachteile und Schwierigkeiten zu mindern oder gar zu eliminieren. Zuerst sei hier die Anwendung anspruchsvoller Materialien genannt. Sei dies hochfester Betonstahl, hochfester Beton oder gar nicht-metallische Bewehrungen, sie alle können im Fertigteilmwerk zielsicher eingesetzt werden. Des Weiteren sind es die Reduktion der Hilfsmittel, wie Schalungen, Rüstungen und Betonpumpen, welche die Fertigteilmbauweise gerade im Hochhausbau attraktiv

und vereinfachend machen. Der Personaleinsatz im Rohbau wird ebenfalls massiv reduziert, was zu weiteren Vereinfachungen auf einer Großbaustelle führt.

Schließlich ist es die Baugeschwindigkeit, die mit dem Einsatz von Betonfertigteilen im Hochhausbau weiter gesteigert werden kann. Dies ist in mehrerlei Hinsicht von wirtschaftlichem Nutzen. Zum einen können BE und BGK weiter reduziert werden. Des Weiteren benötigt die TGA für die Endmontage eine fertiggestellte Technikzentrale, meist auf dem Gebäudedach, und schließlich können die Kosten der Zwischenfinanzierung nicht unwesentlich reduziert werden.

Die Fertigteilbauweise hat jedoch auch Nachteile oder Risiken, die berücksichtigt werden müssen. Zuerst sei hier die größere Vorlaufzeit für die Planung genannt. Daneben steigt das Risiko eines Baustopps, wenn Fertigteile fehlerhaft geplant oder produziert wurden oder auf der Baustelle nicht zur Verfügung stehen. Schließlich, und dies soll im weiteren Beitrag ebenso vertieft werden, müssen Fertigteile kraftschlüssig verbunden werden.

Im Weiteren wird über den Einsatz von Betonfertigteilen beim Hochhaus-Ensemble FOUR in Frankfurt a.M. berichtet. Neben Stützen und Decken aus Betonfertigteilen, wurden auch erstmals in Deutschland Fertigteilwände in einem Hochhaus bis 100m Höhe eingesetzt.

Stützen

Stützen in Hochhäusern mit Gebäudehöhen bis ca. 300m werden in Deutschland entweder in Ortbeton, in Verbundbauweise oder in Stahlbauweise hergestellt. Wobei die reine Stahlstütze weniger verbreitet ist, weil man bei einer Verbundstütze den Beton neben seiner Tragwirkung auch als Brandschutz verwenden kann. Die Ortbetonstütze stößt jedoch, bei vernünftigen Abmessungen, infolge der begrenzten Bewehrungsmenge von 9% recht schnell an ihre Grenzen der Tragfähigkeit. Hochtragfähige Stützen werden daher meist als Verbundstütze ausgeführt.

Hochfeste Bewehrung erhöhen hier die Tragfähigkeit einer Betonstütze, zunächst jedoch nur entsprechend ihrer höheren Festigkeit. Um die Tragfähigkeit weiter zu steigern, stellt die Stahlindustrie inzwischen auch große Stabdurchmesser bis 75mm Durchmesser zur Verfügung. Eine erste An-

wendung fand beim Opernturm in Frankfurt a.M. statt. Dort wurden 2 Megastützen mit einer Designlast von mehr als 100 MN je Stütze mit einem Bewehrungsgrad von 12% realisiert. Mit Stabdurchmessern von 75mm war eine zielsichere Herstellung der Stütze mit einem Beton C50/60 problemlos möglich. Die Stützen wurden in Ortbeton und mit einem Stahlstumpstoß hergestellt [1]. Das Stahlwerk Annahütte in Ainring hat für diese Bewehrungsstäbe (bis 63,5mm) inzwischen eine Zulassung auf europäischer Ebene [2] [3]. In [4] und [5] wird ausführlich über dieses neue Bewehrungssystem berichtet.

Für die Anwendung in Betonfertigteilstützen wird jedoch weiterhin eine Zustimmung im Einzelfall (ZIE) benötigt [6], da der Stützenstoß nicht geregelt ist. Ohnehin stellt der Stützenstoß mit hochfestem Betonstahl und hohen Bewehrungsgraden bis ca. 16% das anspruchsvollste Detail dar. Erstmalig wurden die Fertigteilstützen mit hochfestem Betonstahl im Hochhausbau beim Hochhaus Tanzende Türme in Hamburg und beim Taunusturm in Frankfurt in der heute üblichen Bauweise ausgeführt [1] [7].

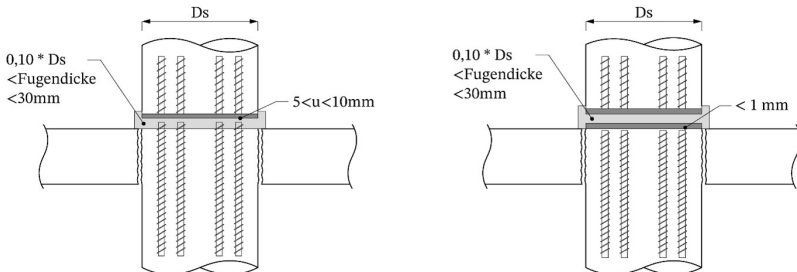


Abb. 1: Kraftdurchleitung im Deckenbereich bei Stützen mit hochfestem Bewehrungsstahl

Beim BV Four wurden die Stützen beim Turm RT4 ($H = 100\text{m}$) und RT1 ($H = 235\text{m}$) ab dem 6. OG in Fertigteilbauweise hergestellt. Die Unregelmäßigkeiten in der Gebäudegeometrie vom EG bis zum 5.OG führten zu dieser Entscheidung. Grundsätzlich verlaufen die Fertigteilstützen bei Hochhäusern immer bis zur Deckenoberkante, da ansonsten die Kraftdurchleitung enorme Probleme bereiten würde. Abb. 1 zeigt die Möglichkeiten der Kraftdurchleitung bei Verwendung von hochfesten Betonstählen mit großen Stabdurchmessern. Die linke Variante verzichtet auf eine untere Stahlplatte, wobei die Bewehrungsstäbe sehr nahe an die obere Stahlplatte geführt werden müssen. Der Spalt von ca. 5-7mm muss dabei sorgfältig

vergossen werden. Eine technisch einfachere Variante stellt der rechte Stoß mit 2 Stahlplatten dar. Der Kraftfluss verläuft dabei direkt durch die Stahlplatten und den dazwischen liegenden Mörtel, wobei die Stahlplatten weniger die Stabkraft verteilen, als vielmehr die Querdehnung des Stützenbetons sowie des Mörtels behindern und dadurch in den angrenzenden Bereichen einen 3-achsialen Druckspannungszustand erzeugen. Diese Querdehnungsbehinderung erlaubt es den Mörtel mit einer Festigkeit von 80 N/mm^2 mit einer Druckspannung bis zu 600 N/mm^2 im GZT zu beanspruchen. Die nachfolgende Abb. 2 zeigt den Bewehrungsquerschnitt einer Fertigteilstütze sowie die Ansicht der Stütze im Fertigteilwerk. Als Besonderheit wurde der Stützenkopf mit der Deckenauskrantung hergestellt, wobei die Stütze geneigt eingebaut wurde, während der Deckenbereich natürlich in der Horizontalen liegt.

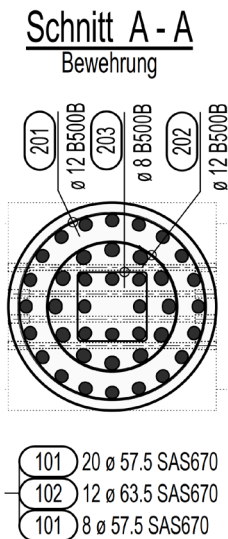


Abb. 2: Stützenquerschnitt und Ansicht einer Fertigteilstütze beim RT1

Decken

Die Decken wurden bei den beiden Hochhaustürmen RT1 + RT4 als Halbfertigteilkonstruktion entworfen. Der ursprüngliche Entwurf sah eine bereichsweise vorgespannte Ortbetondecke vor. Insbesondere die Unregelmäßigkeit der Decken im Grundriss ließen einen hohen Schalungs- und Rüstungsaufwand erwarten. Um die Ausführung zu beschleunigen, wurde die in Abb. 3 dargestellte Lösung mit Halbfertigteilelementen umgesetzt.

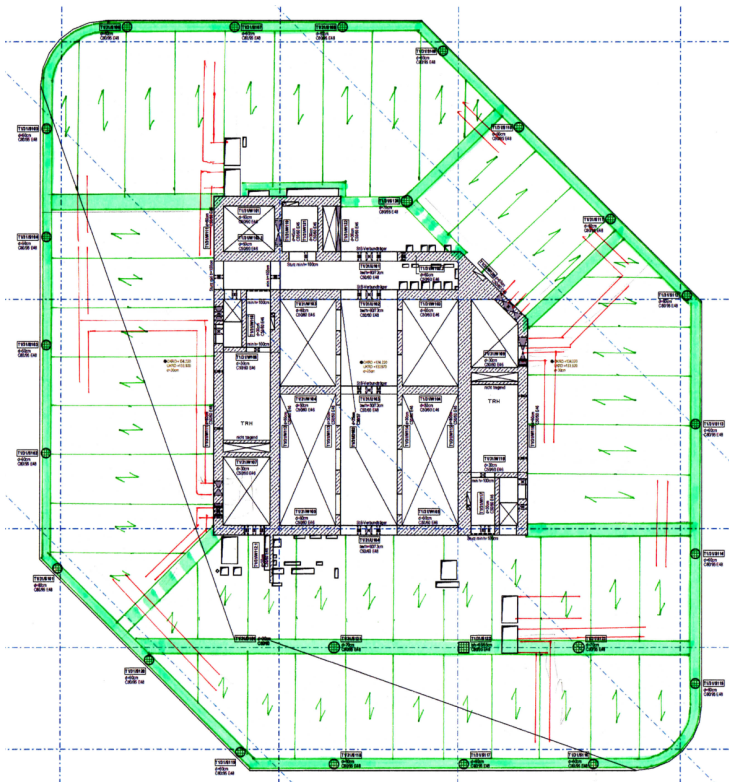


Abb. 3: Deckengrundriss mit Unterzügen als Halbfertigteildecke beim RT1

Da eine Umstellung auf eine Unterzugdecke mit dünner Deckenplatte nicht mehr möglich war, konnten die Unterzüge nur in einer Höhe von 8 cm ausgeführt werden (vgl. Abb. 4). Daher nutzte man einen Teil des Hohlraumbodens um einen Überzug von 11 cm und damit einen Unter-/Überzug mit einer Gesamthöhe von 46 cm zu generieren. Bei einer Spannweite von bis zu 12 m wurde diese stark vorgespannt.

Gleichzeitig wurde die Decke mit 27 cm selbst etwas dünner ausgebildet um Gewicht zu sparen. Die Deckenelemente wurden als vorgespannte Elementdecken eingebaut und schließlich alles mit dem Aufbeton und der oben liegenden Stützbewehrung zu einer kontinuierlichen Decke ausgebildet. Für die Führung von Elektro- und Medienkabel wurden in den Überzügen zusätzliche Durchbrüche geschaffen.

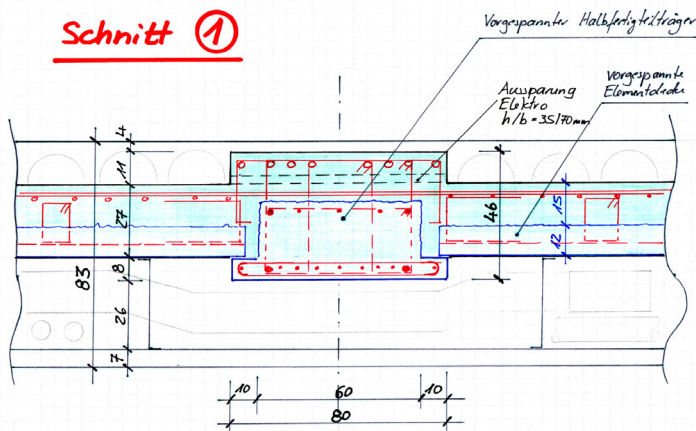


Abb. 4: Unterzugquerschnitt der Halbfertigteildecke

Zur Komplettierung wurde noch ein Randunterzug angeordnet, welcher als Auflager für die Innenunterzüge und Elementdecken diente und gleichzeitig die Verformungen für die Fassade gering halten konnte. Abb. 5 zeigt die Montage der Träger. Nach einer Eingewöhnungsphase konnte die Decke mit der Fläche von ca. 1650 m² in einem 4-Tages-Takt fertiggestellt werden.



Abb. 5: Montagezustand der Halffertigteildecke

Aussteifung - Koppelriegel

Die Aussteifung von Hochhäusern bis ca. 300 m Höhe erfolgt normalerweise über die Kernwände. So auch bei den hier vorgestellten Hochhäusern. Infolge der Nutzung der Kerne für die Aufzugsschächte ist zwingend eine Aufzugslobby -Zugang zu den Aufzügen- erforderlich. Dies führt nun dazu, dass der rechteckige Kerngrundriss mehr oder weniger in 2 Teilgrundrisse getrennt wird, welche nur über die Riegel über den Aufzugszügen, den sogenannten Koppelriegeln, verbunden sind. Diese Koppelriegel erfahren eine recht hohe Beanspruchung. Aufgrund der großen Breite der Aufzugslobby beim RT1 (235m) von 3,55 m werden die Koppelunterzüge extrem stark beansprucht. Insgesamt wurden 42 Koppelriegel mit extrem hohen Beanspruchungen in Stahlbauweise ausgeführt, 10 weitere mit hochfestem Betonstahl und C80/95 (Riegel mit größeren Höhen) und 52 Stück mit niedrigeren Beanspruchungen in den oberen Geschossen als Fertigteil.

Die Regelkoppelriegel (112 Stück) wurden hingegen als vorgespanntes Fertigteil ausgeführt. Abb. 6 und Abb. 7 zeigen den Querschnitt sowie die Ansicht mit der gewählten Bewehrung. Bei Abmessungen von

b/h = 80/73 cm liegen maximal ein Moment $M_{Ed} = 4,53$ MNm bei gleichzeitig wirkender Querkraft von $V_{Ed} = 2,57$ MN an. Das Unangenehme ist nun, dass das Moment über eine Länge von 3,55 m zu 100% durchschlägt, während die Querkraft konstant ist. In Feldmitte gibt es demnach einen Momenten Nullpunkt mit gleichzeitiger hoher Querkraftbeanspruchung. Das größte technische Problem war jedoch die geforderte Biegesteifigkeit, denn die Eigenfrequenz des Kernquerschnitts durfte nicht verringert werden. Der Betonquerschnitt war nur ausreichend steif, wenn keine Rissbildung im Gebrauchszustand auftritt. Hierzu wurde der Koppelriegel mit insgesamt 80 Litzen und einer Vorspannkraft von ca. 10 MN zentrisch vorgespannt. Damit konnte eine Rissbildung im GZT für den 60jährigen Wind verhindert werden. Abb. 8 zeigt den hergestellten Koppelriegel im FT-Werk.

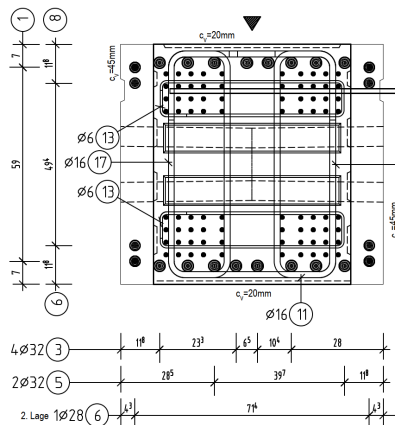


Abb. 6: Querschnitt eines Koppelriegels als vorgespanntes Fertigteil mit C100/115

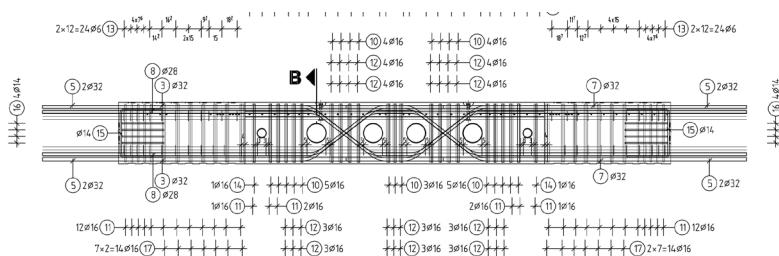


Abb. 7: Querschnitt eines Koppelriegels als vorgespanntes Fertigteil mit C100/115



Abb. 8: Koppelriegel im Fertigteilwerk (Bild Fa. Rekers, Spelle)

Wände

Mit Ausnahme der oben vorgestellten Koppelriegel wurden die Kernwände im Turm RT1 in Ortbeton ausgeführt. Aus Gründen des Bauablaufs wurden die Aufzugsvorwände als Elementwände ausgebildet. Beim Turm RT4 (H = 100m) hingegen wurden für die Innenwände des aussteifenden Kerns Betonfertigteile eingesetzt. Verbunden wurden diese über Schubdollen in den horizontalen Fugen, die Querkräfte in den vertikalen Wandfugen wurden mittels Seilschlaufen übertragen. Teilweise wurden die Seilschlaufen in 2 Reihen angeordnet. Von den Schubfugen abgesehen stellen die Kernwände selbst bei Hochhäusern statisch kein großes Problem dar. Diese liegen vielmehr in der optimalen Montageanordnung und dem Schließen der Fugen, da die Zugänglichkeit insbesondere im Bereich der Aufzugsschächte relativ begrenzt ist. Mögliche Fugenausbildungen sind in [8] abgebildet.

Ein wesentlicher Vorteil der Innenwände als Vollfertigteile ist die vertikale „Trennung der Baustelle“ in den Deckenbereich außen und den Innenbereich des Kerns. Die Umfassungswände des Kerns wurden in Ortbeton geschossweise vorbetoniert und die Kletterschalung nach oben gezogen. Dann konnte die Außendecke direkt nachgezogen werden. Schalungstechnik, Krankapazität und Manpower für die Innenwände wurden stark reduziert und die Wände ca. 2 Stockwerke nachgezogen. So konnten diese immer in den Zeitlücken der Decken und Kernaußenwände erstellt werden.



Abb. 9: Kernwände als Betonfertigteile

In asiatischen Ländern werden inzwischen auch Versuche gestartet die Kernwände von Hochhäusern komplett vorzufertigen. Die Problematik, neben der Krankapazität, ist die Ausbildung der Schubfugen. In den Umfassungswänden wirken deutlich größere Schubkräfte als in den Innenwänden und gerade an den Ecken ist eine konstruktive Ausbildung besonders schwierig. Die bisher vorliegenden Verbundmittel bei Fertigteilen beschränken sich auf Dollen und Seilschlaufen. Eine Ausbildung mit Bewehrungsüberstand und Schalungstechnik ist nicht im Sinne der Fertigteiltechnik und stellt keine zukunftsfähige Lösung dar.

Die Fa. Precast India entwickelt eine Verbindungstechnik über Bewehrungsstäbe, die in Hüllrohren verlegt werden. Der anschließende Mörtelverguss führt zu einer sehr tragfähigen Schubverbindung mit Bewehrungsstäben bis $d25/15\text{cm}$. Abb. 10 zeigt das System als Prinzip Skizze.

Für das mit W2W \Rightarrow wall-to-wall bezeichnete System wird derzeit eine abZ in Deutschland angestrebt. Die Erteilung wird in 2025 erwartet. Das System wird bereits in einigen asiatischen Ländern mit zunehmendem Erfolg angewendet.

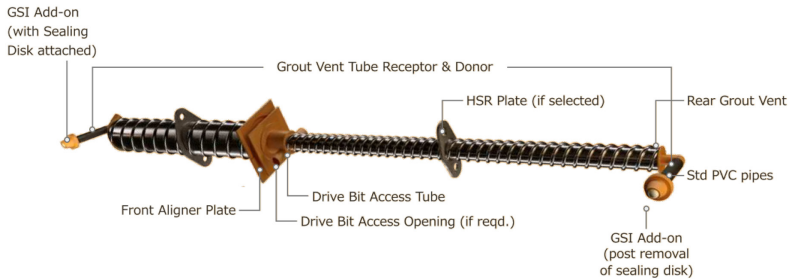


Abb. 10: W2W – System zur tragfähigen Schubverbindung von Wänden und Trägern (Precast India, Pune)

Fazit

Bei konsequenter Anwendung von Betonfertigteilen kann der Bauablauf bei Hochhäusern weiter beschleunigt werden. Ein 4-Tages-Takt ist heute bereits machbar. Die Baugeschwindigkeit richtet sich jedoch nach dem langsamsten Bauteil, was derzeit die Herstellung der Kernwände ist. Eine Vorfertigung der Kernwände wird angestrebt.

Neben der Verlagerung der Arbeiten, weg von der Baustelle hin in das Fertigteilwerk, können und sollten bei den Fertigteilen die hochwertigen Materialien Anwendung finden. Der Einsatz von hochfestem Beton bei gleichzeitiger Reduktion der Betonmengen (und des Gebäudegewichtes) sowie der Einsatz kostengünstiger Vorspannung im Fertigteil bei gleichzeitiger Reduktion der Betonstahlmenge führt neben einer wirtschaftlichen auch zu einer nachhaltigen Konstruktion.

Beim Bauvorhaben FOUR in Frankfurt a.M. konnte gezeigt werden, dass die Möglichkeiten des Einsatzes von Betonfertigteilen mit hochtragfähigen Betonen bei weitem noch nicht ausgeschöpft sind. Parallel dazu müssen die Verbindungstechniken für Betonfertigteile weiterentwickelt und angewendet werden.

Abschließend möchte ich mich bei den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern vom Büro Werner Sobek Frankfurt für die planerische Umsetzung und die angenehme Zusammenarbeit bedanken.

Literatur

- [1] Bachmann, H.: Hochfester Betonstahl für Stützen im Hochhausbau. Der Prüflingenieur, Mai 2014, S. 12 – 27, Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik e.V., ISSN 1430-9084
- [2] Deutsches Institut für Bautechnik, Allgemeine Bauartgenehmigung Z-1.1-285: Stahlbetonbauteile unter Verwendung des hochfesten Bewehrungssystems SAS 670/800, 2019 (gültig bis 2024)
- [3] Österreichisches Institut für Bautechnik, Europäische Technische Bewertung ETA-13/0840: Hochfestes Bewehrungssystem SAS 670/800, 2020.
- [4] H. Falkner, D. Gerritzen, D. Jungwirth und L. Sparowitz, „Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800: Teil 1: Entwicklung, Versuche, Bemessung, Konstruktion; Beton- und Stahlbetonbau 2008, Heft 5; Verlag Ernst & Sohn, Berlin“.
- [5] Bachmann, H., Benz, M., Falkner, H., Gerritzen, D., Wlodkowsky, H.: Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800: Teil 2: Opernturm Frankfurt - Anwendung. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008) Heft 8, Ernst und Sohn Verlag, Berlin
- [6] Bachmann, H., Benz, M.: Technischer Bericht zur Erlangung einer ZIE für die Herstellung der Hochhausstützen mit hochfestem Betonstahl S670/800 beim Hochhaus Taunusturm in Frankfurt, Stuttgart, 2012.
- [7] Bachmann, H., Schmitt, R., Wacker, J., Ruppert, S., Berger, A.: Betonkalender 2024-Band 1, Hochhausbau in der Praxis. S. 101-201, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2024.
- [8] Bachmann, H.; Tillmann, M., Urban, S.: Betonkalender 2021-Band 1, Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau. S. 59-303, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2021.



 | **ISP-SCHOLZ**
Beratende Ingenieure AG

Mitdenker gesucht!

Innovativ denkende Köpfe
- für kreative Entwürfe

- Bauingenieure (m/w/d)
- Konstrukteure (m/w/d)



Unser Leistungsspektrum:

- Tragwerksplanung aller Art
- Objektplanung von Ingenieurbauwerken
- Bauphysikalische Nachweise
- Vorbeugender Brandschutz
- Baulicher Brandschutz
- Sanierung und Instandsetzung
- Bauüberwachung SiGeKo
- Gutachten
- Baustatische Prüfungen durch Prüflingenieure für Baustatik

Entwurf und Herstellung der Neckartalbrücke Horb

<https://doi.org/10.14459/mbs28.08>

Marcel Abele, Christoph Maulhardt, Holger Haug



Marcel Abele, M.Sc.

2015-2022 Studium Bauingenieur,
Universität Stuttgart
seit 2022 Projektingenieur bei Leonhardt, Andrä und
Partner Beratende Ingenieure VBI AG



Dipl.-Ing. Christoph Maulhardt

2007-2012 Studium Bauingenieurwesen, TU Dresden
2012-2014 Projektingenieur GMG Ingenieurgesell-
schaft Dresden mbH
seit 2014 Projektleiter Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG



Dipl.-Ing. Holger Haug

1991 Abschluss Studium Bauingenieurwesen, Universität Stuttgart

1990-1992 Projektleiter Architekturbüro Herberg Haug

seit 1992 Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG

seit 2018 Vorstand

Die Neckartalbrücke im Zuge der Ortsumfahrung Horb am Neckar ist Teil des übergeordneten Verkehrsprojektes zur Verbesserung des Anschlusses der Region Freudenstadt an die A 81. Neben der Verbesserung der großräumigen Verkehrssituation wird die Ortsumfahrung zukünftig auch für eine umfassende Entlastung der Ortsdurchfahrt Horb sorgen. Die Neckartalbrücke Horb ist eine 6-feldrige überspannte Balkenbrücke mit einer Gesamtlänge von ca. 670 m und führt die neue Bundesstraße B 32 in ca. 70 Metern Höhe über das Neckartal. Die Gegebenheiten im Neckartal (Kreuzung des Neckars, der L 370 und der DB-Strecken 4860 und 4600) und die große Höhe über Grund führten zur Wahl von zwei großzügigen Spannweiten in Brückenmitte mit jeweils 157,5 m.

The Neckar Valley Bridge, as part of the bypass for the city Horb am Neckar, is a key component of the larger traffic project aimed at improving the connection of the region Freudenstadt to the A 81 motorway. In addition to enhancing the traffic situation, the bypass will also significantly relieve traffic in the centre of Horb in the future. The Neckar Valley Bridge in Horb is a six-span extradosed bridge with a total length of approximately 670 meters, and it carries the new federal road B 32 over the Neckar Valley at a height of around 70 meters. The conditions in the Neckar Valley (crossing the Neckar River, the L 370 road and the DB railway lines 4860 and 4600), as well as the significant height above ground, led to the choice of two large spans in the middle of the bridge, each measuring 157.5 meters.

Projekt und Lage

Die Stadt Horb am Neckar liegt als wichtiger Verkehrsknotenpunkt der Region Nordschwarzwald in Baden-Württemberg in der Ost-West-Achse zwischen der A 81 und der B 28. Diese Achse verläuft von Offenburg bis zur A 81 und bindet den Landkreis Freudenstadt an das überregionale Fernstraßennetz an.

Aus Verkehrssimulationen ergab sich, dass die hohe innerstädtische Verkehrsbelastung nur durch eine zusätzliche Querung des Neckartals östlich von Horb umfassend verringert werden kann. Der Planungsabschnitt der neuen B 32, Ortumfahrung Horb erstreckt sich von der bestehenden B 14, Stuttgarter Straße, Abzweig Haugenstein im Norden bis zum Anschluss an die bestehende B 32 am Ortsende Nordstetten im Süden.

Der Höhenverlauf der neuen B 32 orientiert sich am Bestand der B 14 alt nördlich der Talbrücke und der B 32 alt südlich der Talbrücke. Auf der Neckartalbrücke erreicht die Gradiente damit eine Höhe von bis zu 70 m über dem Talgrund.

Im Norden schwenkt die neue Trasse zunächst nach Osten von der alten B 14 ab und verläuft dann über eine Länge von rund 670 m auf der Talbrücke über das Neckartal. Hierbei werden die DB-Strecke 4860 Stuttgart – Horb, die L 370 Horb – Mühlen, der Neckar und die DB-Strecke 4600 Tübingen – Horb gekreuzt.

Entwurf

Die Neckartalbrücke Horb wurde als sechsfeldrige Balkenbrücke entworfen und weist Spannweiten von 61 m, 115 m, 157,5 m, 157,5 m, 115 und 61 m auf. Die Neckartalbrücke Horb ist ein semi-integrales Bauwerk: Die drei mittleren Pfeiler in den Achsen 30, 40 und 50 sind monolithisch mit dem Überbau verbunden und werden für die Überspannung um ca. 21,50 m über den Überbau hinaus verlängert. In Querrichtung sind sie als Rahmen konzipiert, wobei die beiden Stiele mit insgesamt drei vorgespannten Querriegeln verbunden sind.



Abb. 1: Visualisierung © Leonhardt, Andrä und Partner AG

Der Überbau wurde als überspannter, gevouteter Durchlaufträger konzipiert. Der Querschnitt ist ein zweistegiger Plattenbalken mit außenliegenden Stegen, bzw. Hauptträgern in Massivbauweise mit einer Konstruktionshöhe von 2,30 m in den Feldbereichen und maximal 4,55 m an den Pfeilerachsen. Der gevoutete Abschnitt erstreckt sich auf eine Länge von 25 m beidseitig der Pfeilerachsen. In den Feldbereichen zwischen den Vouten werden die Stege mit außenliegenden, bis zu 140 mm dicken Grobblechen für die Aufnahme der Zugspannungen infolge der positiven Feldmomente verstärkt. Das Grobblech ist über Kopfbolzendübel mit dem Stahlbetonquerschnitt verbunden. Das untenliegende Grobblech bietet die Möglichkeit, die Querschnittstragfähigkeit zu erhöhen, ohne im gleichen Maße die Biegesteifigkeit des Trägers zu erhöhen. Die sehr schlanke Gestalt der Hauptträger im Feldbereich von $l/h = 65$ ermöglicht erst eine ausgewogene Lastabtragung zwischen Biegeträger und Überspannung.

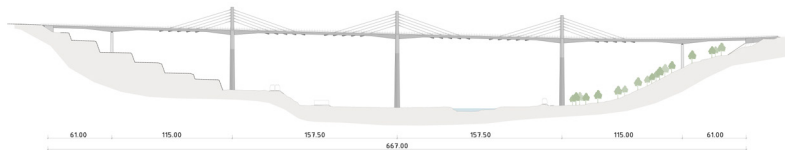


Abb. 2: Ansicht © Leonhardt, Andrä und Partner AG

Die Überspannung besteht aus fünf Parallellitzenseilen nach jeder Seite und für jeden außenliegenden Hauptträger. Die harfenförmig angeordneten Seile sind mit ca. 18° zur Horizontalen geneigt und werden in den Pylonen

in Ankerboxen fest verankert. An der Unterseite der Hauptträger sind Lisenen vorgesehen für die Verankerung der Seile. Das Spannen der Seile erfolgt von den Spannankern an den Hauptträgern aus. Trotz ihrer relativ flachen Neigung von ca. 18° zur Horizontalen leisten die Seile aufgrund der schlanken Überbauausbildung einem merklichen Beitrag an der Abtragung der veränderlichen Lasten. Das Tragwerk weist insofern ein Schrägseilbrücken vergleichbares Tragverhalten auf. Entsprechende Kriterien in der Richtlinie „Cable Stays, Recommendation of French Interministerial Commission on Prestressing“ (Setra, 2002) bestätigen diese Einschätzung, so dass für die Planung die der Konzeption von Schrägseilbrücken zugrunde gelegten Sicherheitskonzepte angewandt werden konnten: die Einwirkungen aus ständigen Lasten und Seilvorspannung werden als gemeinsame Einwirkung „G + P“ mit $\gamma_{G, sup} = 1,35$ für die Tragsicherheitsnachweise definiert.

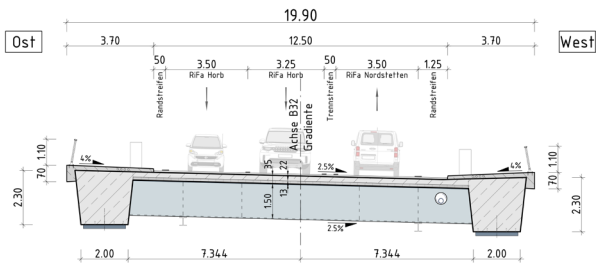


Abb. 3: Querschnitt © Leonhardt, Andrä und Partner AG

Zwischen den Hauptträgern spannen Querträger in regelmäßigen Abständen von 4,20 m – 4,35 m, die zusammen mit den Hauptträgern als Trägerrost fungieren. Die Querträger haben einen dicht geschweißten Rechteckquerschnitt und werden an die Hauptträger über Kopfplatten mit Kopfbolzendübeln angeschlossen. Die 35 cm dicke Fahrbahnplatte spannt von Querträger zu Querträger und kann unter Ausnutzung der Durchlaufwirkung wirtschaftlich bemessen werden.

Herstellung

Mit der Herstellung der Neckartalbrücke Horb wurde im Sommer 2022 die „ARGE Hochbrücke Horb“ beauftragt.

In den Ausschreibungsunterlagen wurde eine abschnittsweise Herstellung des Überbaus auf einem bodengestützten Traggerüst beschrieben. Das Konzept sah vor den Überbau in insgesamt fünf Bauabschnitten herzustellen. Die eingerüsteten Bauabschnitte erstreckten sich jeweils bis zur Mitte des nächsten Feldes. Nach dem Spannen der Seile für diesen Bauabschnitt wurde das Traggerüst abgesenkt, ausgebaut und in den nächsten Bauabschnitt umgesetzt. [1]

Die „ARGE Hochbrücke Horb“ hat sich nach Auftragsvergabe dafür entschieden, anstelle von bodengestützten Traggerüsten drei unten laufende Vorschubrüstungen für die abschnittsweise Herstellung des Überbaus einzusetzen. Gleich wie in den Ausschreibungsunterlagen angegeben, erfolgt auch mit diesem Konzept die Herstellung des Überbaus von Achse 70 aus in Richtung Achse 10.

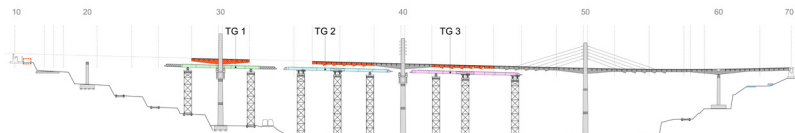


Abb. 4: Bauphase 3 © RöRo Traggerüste GmbH & Co. KG

Nach der Herstellung des südlichen Randfeldes werden mit einer vorlaufenden Vorschubrüstung die gevouteten, monolithisch mit den Pfeilern in den Achsen 30 – 50 verbundenen Überbauabschnitte hergestellt. Im weiteren Verlauf folgt die Herstellung der Pylone oberhalb der Fahrbahnplatte mittels einer Kletterschalung. Nach dem Vorfahren dieser Vorschubrüstung in den gevouteten Überbauabschnitt des nächsten Pfeilers werden dann mit zwei nachlaufenden Vorschubrüstungen die Überbauabschnitte mit Seilabspannung beidseitig des gevouteten Abschnittes bis zu den jeweiligen Feldmitten hergestellt. Die Herstellung dieser Abschnitte wird mit dem Einbau und Spannen der Seile abgeschlossen.

Fazit

Die Bearbeitung des Entwurfes der Neckartalbrücke Horb wurde geleitet durch den hohen Anspruch an die Gestaltung und die gute Einbindung in den naturbelassenen Abschnitt des Neckartals.

In den Feldbereichen werden die Hauptträger mit außenliegenden Grobblechen verstärkt. Mit dieser Bauweise ließ sich die Bauhöhe der Längsträger um ca. 1 m reduzieren. Im Vergleich zu bekannten extradosed bridges kann so die Abspannung stärker für die Abtragung von veränderlichen Lasten herangezogen werden.

Das Bauverfahren ist Sache der Baufirmen, nur so lassen sich Baukosten und Bauzeit bei Großprojekten reduzieren. Aufbauend auf einem detaillierten Konzept in den Ausschreibungsunterlagen für die Herstellung des Überbaus kann bei der Neckartalbrücke Horb die Baufirma ihre weitergehenden Überlegungen für die Herstellung umsetzen.

Mit Beginn der Detailplanung wurde die BIM-Methodik für das Projekt Neckartalbrücke Horb vorgegeben, um Erfahrungen zu sammeln, wie damit Planungs- und Bauprozesse optimiert werden können. Man darf gespannt sein, über welche Erfahrungen die Planungs- und Baubeteiligten in nächster Zeit noch berichten werden. [2]

Literatur

- [1] Haug, H.; Maulhardt, C.: Neckartalbrücke Horb – Entwurf einer Extradosed Bridge, In: Brückenbau – Construction & Engineering, 19. Symposium Brückenbau in Leipzig, Verlagsgruppe Wiederspahn Wiesbaden, 2019, S. 120 – 125
- [2] Haug, H.; Krouhs, D.; Maulhardt, C.: Neckartalbrücke Horb – Ausführungsplanung einer Extradosed Bridge mit der BIM-Methodik, In: Brückenbau – Construction & Engineering, 24. Symposium Brückenbau in Leipzig, Verlagsgruppe Wiederspahn Wiesbaden, 2024, S. 96 - 103

Der beste Weg ist die Kombination von Wissen, Erfahrung und Kreativität.

Als innovativer Ingenieurdienstleister erarbeiten wir für Sie seit über 50 Jahren umfassende und praxismgerechte Lösungen – für anspruchsvolle Neubauvorhaben und zur Erhaltung von bestehenden Ingenieurbauwerken. **Büchting + Streit AG.**

Beraten | Planen | Prüfen | Begutachten



Ingenieurmäßiger Rückbau von Großbrücken - Fragestellungen aus der Planung und Prüfung

<https://doi.org/10.14459/mbs28.09>

Jan Lingemann



Dr.-Ing. Jan Lingemann

1995-2001 Studium Bauingenieurwesen,
RWTH Aachen
2001-2005 Projektingenieur, Aachen
2005-2009 Wissenschaftlicher Mitarbeiter Lehrstuhl
für Massivbau, TUM
2009-2014 Büchting + Streit AG, München
seit 2015 Mitglied des Vorstands der
Büchting + Streit AG
seit 2018 Prüfenieur Fachrichtung Massivbau

Im Zuge des Erhalts der Verkehrsinfrastruktur wurden in der Vergangenheit bereits zahlreiche Brücken durch Neubauten ersetzt. Der hierbei erforderliche Rückbau von Großbrücken stellt eine komplexe Aufgabe dar. Im vorliegenden Beitrag werden ausgewählte statische Besonderheiten beim Rückbau von Großbrücken erläutert und Erfahrungen aus zurückliegenden Projekten aufgezeigt.

In the course of maintaining the transport infrastructure, numerous bridges have already been replaced by new structures in the past. The necessary dismantling of large bridges is a complex task. In this article, selected special structural features of the dismantling of large bridges are explained and experiences from past projects are presented.

Einführung

Ein großer Teil der im Bereich der Bundesfernstraßen bestehenden Brückenbauwerke in Deutschland hat aktuell ein Alter von 40 bis 60 Jahren erreicht. Das durchschnittliche Alter der bestehenden Eisenbahnüberführungen in Deutschland ist noch höher. Aufgrund des Alters der Bauwerke hat die Frage der Bewertung des Zustands sowie der Tragfähigkeit von bestehenden Brückenbauwerken in den vergangenen Jahren zunehmend an Bedeutung gewonnen.

Vor dem Hintergrund, dass sich bei einigen Bauwerken in der Nachrechnung Defizite hinsichtlich der Tragfähigkeit zeigen [1], wird deutlich, dass in Zukunft im Zuge der Erhaltung der Verkehrsinfrastruktur in Deutschland der Rückbau bzw. der Ersatzneubau von zahlreichen bestehenden Großbrücken zu erwarten ist.

Die bereits vorliegenden Erfahrungen aus dem Rückbau von großen Brückenbauwerken zeigen, dass es sich hierbei um eine sehr komplexe Aufgabe handelt, bei der hohe Anforderungen an die beteiligten Bauherren, Planer sowie an die ausführenden Firmen gestellt werden [2, 3]. Im vorliegenden Beitrag werden daher ausgewählte, häufig auftretende statische Fragestellungen beim Rückbau von großen Spannbetonbrücken erläutert. Der vorliegende Beitrag basiert auf einem bereits in der Zeitschrift Beton- und Stahlbetonbau veröffentlichten Aufsatz [4].

Häufige Fragestellungen beim Rückbau von Großbrücken

Abschnittsweiser Rückbau

Der Rückbau von *kleineren Brückenbauwerken* (z. B. Straßen- und Wegeüberführungen) ist heute eine fast alltägliche Aufgabe im Zuge des Unterhalts und der Erhaltung des Straßennetzes. Die Überbauten kleinerer Bauwerke werden dabei innerhalb relativ kurzer Sperrpausen (z. B. innerhalb eines Wochenendes) vollständig zurückgebaut.

Sofern der untenliegende Verkehrsweg für den Rückbau nicht vollständig gesperrt werden kann oder darf, oder wenn das zurückzubauende Überführungsbauwerk zu groß ist, um es innerhalb einer vorgesehenen Sperrpause

zurückzubauen, dann kann ein abschnittsweiser Rückbau des Überbaus sinnvoll sein. In statischer Hinsicht ist hierbei zu beachten, dass für das Bauwerk im teiltrückgebauten Zustand eine ausreichende Tragfähigkeit nachzuweisen ist.

Bei *Großbrücken* ist – sofern der Rückbau nicht durch Sprengung erfolgt – in der Regel ebenfalls ein abschnittsweiser Rückbau erforderlich. Beim abschnittsweisen Rückbau wird das Längssystem des Überbaus in Rückbauabschnitte unterteilt, die sukzessive zurückgebaut werden (Abb. 1). Durch die Einteilung von Rückbauabschnitten lässt sich wie auch beim Neubau eine effiziente Abwicklung der Baumaßnahmen sicherstellen und der Einsatz von evtl. erforderlichen Traggerüstkonstruktionen minimieren. Beim abschnittsweisen Rückbau müssen die jeweils noch nicht zurückgebauten Abschnitte noch eine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen, solange sie Teil des tragenden statischen Systems sind bzw. nicht durch Hilfskonstruktionen unterstützt oder anderweitig gesichert sind.



Abb. 1 Abschnittsweiser Rückbau des Überbaus der Talbrücke Unterrieden auf Vorschubrüstung

Wenn die Rückbauabschnitte so gewählt werden können, dass sie den Bauabschnitten der Herstellung des Bauwerks entsprechen, werden die damaligen Bauzustände des Bauwerks bei Rückbau in umgekehrter Reihenfolge nachvollzogen. Da das Bauwerk für die Beanspruchungen aus den ursprünglichen Bauzuständen ausgelegt ist, können die Einwirkungen aus dem Eigengewicht der Konstruktion in den Rückbauzuständen in der Regel aufgenommen werden. Einwirkungen, die in den ursprünglichen Bauzuständen nicht wirksam waren, müssen jedoch beim Nachweis der Rückbauzustände zwingend zusätzlich berücksichtigt werden. Dies ist z. B. der Fall,

wenn die Kappen nicht vorlaufend zurückgebaut werden und bis zum Rückbau des Überbaus auf dem Überbau verbleiben. In diesem Fall muss sichergestellt sein, dass das Eigengewicht der Kappen in den entsprechenden Rückbauzuständen aufgenommen werden kann. Auch die Belastung aus Eigengewicht der Rückbaugeräte ist in der Regel besonders zu untersuchen.

Im Zuge eines abschnittswisen Rückbaus wird bei Talbrücken häufig zu einem bestimmten Zeitpunkt der Längsfestpunkt des Überbaus unwirksam. In diesem Fall muss unmittelbar vor der Deaktivierung des Längsfestpunkts eine temporäre Längsfesthaltung eingebaut werden.

Vorlaufende Entfernung von Teilen des Querschnitts

Im Zuge des abschnittswisen Rückbaus werden teilweise einzelne Querschnittsteile des Überbaus vorlaufend abgetrennt. Hieraus können sich Auswirkungen auf die Wirkung der Vorspannung ergeben. Bei Überbauten mit Hohlkastenquerschnitt werden z. B. teilweise die Kragarme vorlaufend entfernt, um den Überbau zu leichtern. Dies hat Auswirkungen auf die Querschnittswerte des Überbauquerschnitts. So wird durch ein Entfernen der Kragarme die Querschnittsfläche reduziert, was eine höhere Normalspannung infolge Vorspannung zur Folge hat. Außerdem verschiebt sich der Schwerpunkt des Querschnitts nach unten. Die Verschiebung des Schwerpunkts hat Einfluss sowohl auf die statisch bestimmte als auch auf die statisch unbestimmte Schnittgröße aus Vorspannung und auf die Widerstandsmomente des Querschnitts.

Im Hinblick auf die Tragfähigkeit des Überbaus in Bauwerksquerrichtung ist bei einem Abtrennen der Kragarme zu berücksichtigen, dass die abgetrennten Bauteile in der Regel gesichert bzw. ausgehoben werden müssen. Sofern dies durch auf dem Überbau angeordnete Geräte erfolgt, muss die Fahrbahnplatte auch nach dem Abtrennvorgang die entsprechenden Lasten in Querrichtung aufnehmen können.

Im Zustand nach der Abtrennung von Gurtplatten muss darüber hinaus sichergestellt sein, dass ein Kippen der Längsträgerstege verhindert wird.

Verankerung von Spanngliedern über Verbund

Bei Spannbetonbrücken ist die Wahl der Rückbauabschnitte entsprechend den ursprünglichen Bauabschnitten auch im Hinblick auf die Verankerungen der Längsspannglieder relevant. Sofern beim Rückbau die ursprünglichen Bauzustände nachvollzogen werden, ist am Ende eines Rückbauabschnitts in der Regel auch eine Koppelfuge mit entsprechenden Spanngliedankern vorhanden, sodass die Verankerung der benötigten Anzahl an Längsspanngliedern beim Rückbau in allen Zuständen sichergestellt ist.

Wenn beim Rückbau nicht am Ende jedes Rückbauabschnitts Spanngliedverankerungen der Längsspannglieder in ausreichender Anzahl vorhanden sind, ist der Verankerung der Längsspannglieder bei der Planung des Rückbaus besondere Beachtung zu schenken (Abb. 2). Im Rahmen von Rückbauzuständen können sich verpresste Spannglieder i.A. über die Verbundwirkung verankern. In diesem Fall sollte eine Grenzfallbetrachtung hinsichtlich der Verankerung erfolgen, sofern keine genaueren Angaben zum Verbund der Spannglieder vorhanden sind.



Abb. 2 Rückbauzustand der Döllbachtalbrücke mit Verankerung der Längsspannglieder über Verbund

Für den Nachweis der Tragfähigkeit in Bauwerkslängsrichtung sollten in der Regel untere Grenzwerte der übertragbaren Verbundspannungen angenommen werden. Hiermit ergibt sich ein oberer Grenzwert der Lastübertragungslänge, was für den Nachweis der Tragfähigkeit in Bauwerkslängsrichtung im Allgemeinen ungünstig ist. Die Spaltzugbeanspruchung im

Verankerungsbereich selbst sollte unter der Annahme der oberen Grenzwerte der Verbundspannungen bestimmt werden.

Während für Spaltzugbeanspruchungen in vertikaler Richtung bei Stegspanngliedern in der Regel die vorhandenen Stegbügel angesetzt werden können, ist zur Aufnahme von horizontalen Spaltzugbeanspruchungen im Bestandsüberbau in der Regel keine Bewehrung vorhanden. Zur Aufnahme der Spaltzugbeanspruchungen wurde in einigen Fällen bereits teilweise die Betonzugfestigkeit angesetzt. Hierfür existieren somit einige Erfahrungswerte, jedoch derzeit noch keine allgemein anerkannten Bemessungsansätze.

Die Verbundverankerung von größeren Bündelspanngliedern sowie die hieraus resultierenden Spaltzugbeanspruchungen sind darüber hinaus noch Gegenstand der Forschung. Zur Klärung des Tragverhaltens der Verbundverankerung von Längsspanngliedern aus Bündeln von gerippten Einzeldrähten wurden inzwischen im Zuge des Rückbaus einer Talbrücke umfangreiche Messungen durchgeführt [5].



Abb. 3 Links: Abgebohrtes Längsspannglied; Foto: Adam Hörnig Baugesellschaft mbH, rechts: Planmäßiger Einzug von durchtrennten Spanngliedern

Zum Nachweis der tatsächlichen Wirksamkeit der Verankerung können Spannglieder im Zuge des Rückbaus z. B. hüllrohrweise durchtrennt werden (Abb. 3). Anschließend wird der Einzug der Spannglieder gemessen. Ausgehend von der Annahme, dass alle Spannglieder beim Bau der Brücke entsprechend vorgespannt und verpresst wurden, kann, wenn der Einzug nicht größer ist als ein rechnerisch vorab ermittelter Grenzwert, von einer erfolgreichen Verankerung ausgegangen werden. Praktisch wird in der sta-

tischen Berechnung in der Regel zunächst die im jeweiligen Rückbauzustand erforderliche Anzahl an Längsspanngliedern ermittelt. Dann wird festgelegt, zu welchem Zeitpunkt und in welcher Reihenfolge die Spannglieder abzubohren sind. Beim Abbohren ist sicherzustellen, dass zu jedem Zeitpunkt eine ausreichende Anzahl noch nicht abgebohrter oder bereits erfolgreich verankerter Spannglieder vorhanden ist, sodass die Tragfähigkeit des Überbaus zu jeder Zeit gewährleistet ist.

Hilfsunterstützungen und Hilfs Pfeiler

Beim abschnittswisen Rückbau von Brücken mit großen Stützweiten kommen teilweise Hilfsunterstützungen zur Unterstützung des Überbaus in den Rückbauzuständen zum Einsatz. Diese werden teilweise mit Hydraulikpressen ausgestattet, durch welche die jeweilige Hilfsunterstützung zum gewünschten Zeitpunkt mit einer vorgegebenen Kraft aktiviert werden kann. Bei der Planung sollte hierbei beachtet werden, dass die im Aktivierungszustand wirkenden Gewichte des Bestandsüberbaus in der Regel nicht genau bekannt sind. Zur Berücksichtigung dieser Einflüsse sowie evtl. Ungenauigkeiten der Pressenkraft sollte im Zuge der Planung untersucht werden, ob es bei Ansatz unterer Grenzwerte der einwirkenden Lasten und oberer Grenzwerte der Pressenkräfte zu Überbeanspruchungen des Überbaus kommen kann (z. B. negatives Moment über der Hilfsunterstützung). Ebenso sollte ggf. untersucht werden, ob die Tragfähigkeit auch bei Ansatz des oberen Grenzwerts des Eigengewichts in Kombination mit dem unteren Grenzwert der Pressenkraft nachweisbar ist.

Für Hilfsunterstützungen werden häufig Stellingpressen verwendet. Nachdem die Pressen auf die gewünschte Last angefahren wurden, werden die Stellingringe angedreht, sodass der Lastabtrag über die Stellingringe erfolgen kann. Hinsichtlich der Wahl der Pressen ist zu beachten, dass die in späteren Rückbauzuständen auftretende Last am Hilfspfeiler deutlich größer sein kann als die Kraft, mit der der Hilfspfeiler aktiviert wird.

Sofern der Überbau mit Hydraulikpressen nicht nur mit einer definierten Kraft unterstützt wird, sondern der Überbau von den Lagern freigegeben werden soll, entspricht die hierfür erforderliche Pressenkraft direkt der freizuhebenden Auflagerkraft. In diesem Fall ist der Ansatz unterschiedlicher Sicherheitsbeiwerte für die äußeren Lasten und die Pressenkraft nicht sinnvoll.

Fazit

Im vorliegenden Beitrag werden ausgewählte, bei bereits durchgeführten Rückbauten von Großbrücken gesammelten Erfahrungen hinsichtlich der Planung des Rückbaus aufgeführt und erläutert. Es wäre wünschenswert, die Planungssicherheit durch ein entsprechendes Regelwerk für den Rückbau zu verbessern. Erste Ansätze hierzu wurden in der Vergangenheit bereits erarbeitet [6].

Literatur

- [1] Fischer, O.; Lechner, T.; Wild, M.; Müller, A.; Kessner, K. (2016) Nachrechnung von Betonbrücken, systematische Auswertung nachgerechneter Bauwerke. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Brücken- und Ingenieurbau, Band 124.
- [2] Wagner, P. (2017) Rückbau großer Talbrücken – Konzepte und Verfahren aus Sicht eines Generalunternehmers. Vortrag beim VSVI Hessen, Tagung Brücken für die Zukunft, 24.05.2017.
- [3] Schacht, G.; Müller, L.; Kromminga, L.; Krontal, S.; Marx, S. (2018) Tragwerksplanung beim Rückbau von Spannbetonbrücken. Bautechnik 95, H. 1, S. 6–15. <https://doi.org/10.1002/bate.201700093>
- [4] Lingemann, J.; Sonnabend, S. (2011): Erfahrungen aus der Planung und Prüfung des Rückbaus von Großbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 118, Sonderheft Rückbau von Betonbrücken S1, Februar 2023. <https://doi.org/10.1002/best.202200101>
- [5] Burger, H.; Betz, P.; Richter, B.; Herbers, M.; Schramm, N.; Diers, J.; Schacht, G.; Lingemann, J.; Marx, S.; Fischer, O.: Untersuchungen zur Verbundverankerung von durchtrennten Spanngliedern beim Brückenrückbau. Zur Veröffentlichung in: Beton- und Stahlbetonbau. In Vorbereitung.
- [6] Krill, A.; Lingemann, J.; Schacht, G. (2023) Regelungsbedarf und Ansätze einer Rückbaurichtlinie für Brückenbauwerke. Beton- und Stahlbetonbau 118, Sonderheft Rückbau von Betonbrücken S1, Februar 2023. <https://doi.org/10.1002/best.202200097>

Unser hoch qualifiziertes Team plant und prüft anspruchsvolle Tragwerke im Hoch- Industrie-, Ingenieur- und Brückenbau.

Gutachten und die zertifizierte Instandsetzungsplanung im Betonbau ergänzen unser Leistungsspektrum.

Dr.-Ing. Markus Rapolder

Prüfingenieur für Standsicherheit
Öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Beton, Stahlbeton- und Spannbetonbau

Dr.-Ing. Georg Frühe

Prüfingenieur für Standsicherheit

Tragwerksplanung



Prüfung Standsicherheit



Gutachten



Instandsetzungsplanung





Verbindungen fürs Leben

Mit unserer Kompetenz und Leidenschaft im Bau anspruchsvoller Ingenieurbauprojekte schaffen wir Verbindungen fürs Leben.

Seit Generationen und für Generationen.

W&F

WAYSS & FREYTAG
INGENIEURBAU

Wayss & Freytag Ingenieurbau AG
Eschborner Landstraße 130-132
60489 Frankfurt am Main

+49 (0)69 7929-0
info@wf-ib.de
www.wf-ib.de

2SBSS – Station Marienhof: Aktuelle Bautätigkeiten und konstruktive Besonderheiten an Münchens derzeit tiefster Baustelle

<https://doi.org/10.14459/mbs28.10>

Robert Listl



Robert Listl, Dipl. Ing. Univ.

Studium Bauingenieurwesen, TUM, Diplom 1996
1997-2011 Tragwerksplanung, später Büroleitung
Technisches Büro Bilfinger Berger
2011-2016 Projektleiter verschiedene Projekte, DB
Projektbau / DB Netz
seit 2016 Großprojekt 2SBSS – Abschnittsleitung
Station Marienhof, DB InfraGO

Die Baumaßnahme „Station Marienhof“ ist mit aktuell ca. 35 m Aushubtiefe der weitest fortgeschrittene Tiefbahnhof des Großprojekts 2. Stammstrecke München und die zurzeit wohl tiefste Baugrube in München. Dieser Beitrag bietet einen kurzen Einblick in die aktuellen Arbeiten und erläutert einige der konstruktiven Besonderheiten der Stationsbox. Die statisch sehr hohe Beanspruchung der Bauteile, die Besonderheiten der Deckelbauweise, die Anforderungen aus dem Baubetrieb und die im Endzustand zu erreichende Dichtigkeit des Bauwerks stellen bereits jetzt, während der Herstellung, hohe Anforderungen an die Zusammenarbeit aller Beteiligten.

With a current excavation depth of approx. 35 m, the “Marienhof Station” is the most advanced underground station of the second core S-

Bahn route and is currently probably the deepest excavation pit in Munich. This article offers a brief insight into the current work and explains some of the special design features of the station box. The statically very high loads on the components, the special features of the cover construction method, the requirements from the construction operation and the tightness of the structure to be achieved in the final state already place high demands on the cooperation of all those involved during construction.

Überblick über die Baumaßnahme

Station Marienhof

Die Station Marienhof im Herzen von München ist einer der drei Tiefbahnhöfe der 2. Stammstrecke München. Das Zugangsbauwerk hat Abmessungen von ca 100m x 50 m und wird in Schlitzwand-Deckelbauweise errichtet. Der zukünftige Bahnsteig selbst mit seinen 210m Länge befindet sich in einer Tiefenlage von 38m unter GOK und liegt dabei sowohl unter den bestehenden U-Bahn-Tunneln der U3/U6 als auch unterhalb der umliegenden Bebauung.

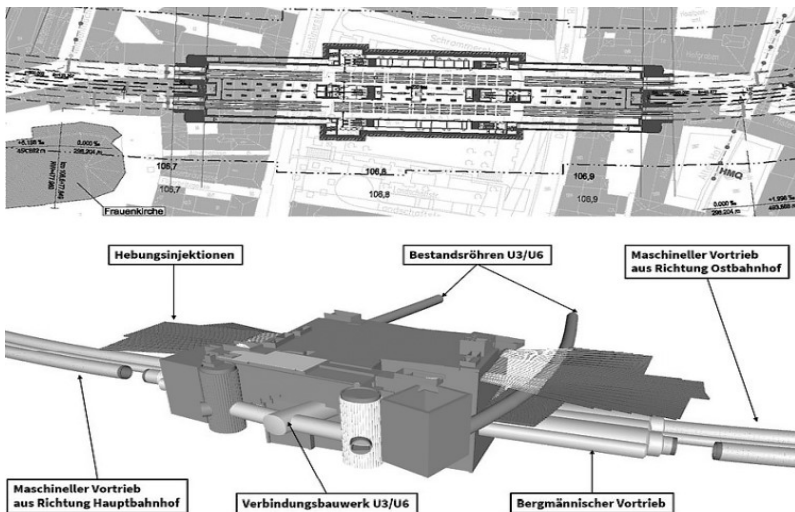


Abb. 1: Überblick Station Marienhof

Ablauf / Bauphasen

Die Herstellung der Station verläuft in folgenden Hauptbauphasen:

- Vorbereitungsarbeiten: Baufeldfreimachung / Spartenverlegung / Schallschutzmaßnahmen / Archäologie / BE
- Spezialtiefbau und Wasserhaltung: Brunnen / Pegel / Schlitzwand / Primärstützen
- Konstruktiver Ingenieurbau KIB 1: Deckelbauweise "von oben nach unten" / Aushub / Zwischendecken bis Bodenplatte / notwendiger Ing-Bau bis Bahnsteigvortrieb / Herstellung der Bohrungen für die Hebungsinjektionen
- Tunnelvortrieb Bahnsteigtunnel: bergm. unter Druckluft, 2 x ca. 65 m, fünfzelliger Querschnitt mit 10 Teilvortrieben und sofortigem Einbau der Innenschalen / Durchführung von Hebungsinjektionen
- Konstruktiver Ingenieurbau KIB 2: Innenbauwerk / Wände / Stützen / Treppenhäuser "von unten nach oben" / Umlastung und Rückbau der Primärstützen; teilweise erst nach Abschluss Tunnel möglich
- TGA / Bahntechnik / Ausbau

Aktuelle Bautätigkeit (KIB 1)

Zurzeit laufen die Vorbereitungsarbeiten für den Einbau einer temporären Stahl-Aussteifungsebene (E-5) in ca. 35m Tiefe. Danach ist innerhalb der Baugrube nur noch der letzte Aushubschritt erforderlich, bevor dann die Bodenplatte in zwei Arbeitsschritten eingebaut werden kann. Auf Ebene E-2 werden sowohl im Osten als auch im Westen die Bohrungen für die späteren Hebungsinjektionen unter den Gebäuden hergestellt. Auf Ebene E-3 laufen die Vorbereitungsarbeiten für den Tunnelvortrieb eines Verbindungsstollens zur U3/U6.

Stationsbox in Schlitzwand-Deckel-Bauweise

Ausgangslage / Statik

Bereits aus den generellen statischen Randbedingungen der Station ergeben sich sehr hohe Beanspruchungen der verschiedenen Bauteile. Die äußeren Lasten aus Erd- und Wasserdruck, die Boden-Bauwerks-Interaktion

und die durch die Deckel-Bauweise und das spätere Öffnen der Schlitzwand für die Vortriebe bedingten vielen Lastwechsel führen zu hoher Auslastung der vertikalen Tragelement (Schlitzwand / Primärstützen) und auch der horizontalen aussteifenden Deckenebenen.

Einflüsse aus dem Baubetrieb

Bauzeitliche Randbedingungen, Anforderungen aus der Arbeitsvorbereitung und die Herstelltoleranzen haben zusätzlichen einen großen Einfluss auf die Planung.

Temporäre Öffnungen für die Baustellenlogistik, hohe Verkehrslasten innerhalb des Bauwerks und Baubehelfe wie Betonieröffnungen, Traggerüste oder Verankerungen müssen in der Planung berücksichtigt werden. In den Kontaktbereichen zu den Bauteilen des Spezialtiefbaus müssen trotz hoher Herstellgenauigkeit lokale Abweichungen erfasst und kurzfristig in die Planung integriert werden. Über die direkten Abhängigkeiten zur Wasserhaltung und zu den Bohrungen der Hebungsinjektionen haben auch kleine Abweichungen außerhalb der Baugrube teils erheblichen Einfluss auf die Arbeiten innerhalb der Stationsbox.

Nachträgliche Änderungen

Darüber hinaus sind auch während der Planung und der bereits laufenden Ausführungen nachträglich Änderungen aufgetreten, die noch zu integrieren waren. Anforderungen aus der WU-Richtlinie haben zur Implementierung eines Frischbetonverbundsystems in das Abdichtungskonzept der Baumaßnahme geführt. Zusätzlich haben die hydrogeologischen Erkenntnisse aus den Vorabmaßnahmen (z.B. genauere Aufschlüsse zu tiefliegenden Sandzwischenlagen) zu Anpassungen in der Wasserhaltung geführt. Ein verminderter Absenkerfolg im oberen Tertiäraquifer hat umfangreiche Nachrechnungen und Umplanungen wie z.B. eine Erhöhung der Druckstufe der Hauptvortriebe zur Folge.

Knapper Planungsvorlauf und Zusammenarbeit der Beteiligten

Obige Randbedingungen führen zwangsläufig zu einem permanent sehr knappen Planungsvorlauf für die Schal- und Bewehrungspläne der jeweiligen Ebenen der Stationsbox. Durch konstruktive und effektive Zusammenarbeit aller Beteiligten müssen und können maßgebliche Verzögerung im Ablauf aber vermieden werden. Neben Elementen der LEAN-Methodik

(z.B. IPA-Team / Last-Planner) werden dabei auch insbesondere modellunterstützte Abstimmungsrunden zur gemeinsamen Arbeitsvorbereitung (4D-Bauablaufvisualisierung) und zur Durchsprache der Bewehrungsarbeiten (3D-Bewehrungsplanung; siehe gesonderter Punkt) genutzt.

Besonderheiten der Konstruktion

WU-Anforderungen und Frischbetonverbundsystem

Im Endzustand liegt die Station nahezu vollständig im Grundwasser. Die bergmännischen Tunnel werden dabei mit einer KDB umlaufend abgedichtet. Die Stationsbox ist gemäß WU-Richtlinie als wasserundurchlässige Betonkonstruktion (WUBK) auszubilden. Infolge der bis zu 4 bar wirksamen Wasserdrücke und den aus der Deckelbauweise resultierenden hohen Zwangsbeanspruchungen wurde Entwurfsgrundsatz c) „planmäßige Rissabdichtung“ in Kombination mit einem vorgelagerten FBV-System im Bereich der Sohle & Innenschale als risikominimierende Zusatzmaßnahme eingeplant. In Verbindung mit den weiteren Abdichtungsmaßnahmen (Rissbreitenbegrenzung / Injektionsschlauchsysteme / Fugenbänder und planmäßige Verpressmaßnahmen) konnte letztlich ein insgesamt wirtschaftliches und technisch hinreichend robustes Abdichtungskonzept gefunden werden.

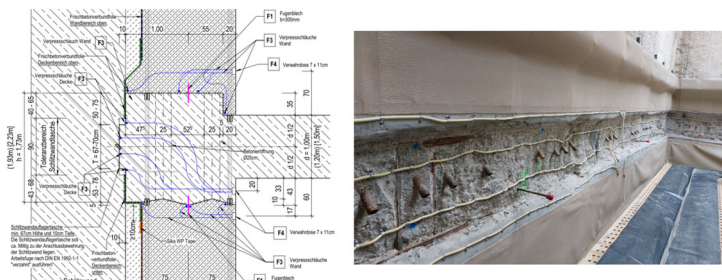


Abb.2: Randbalken mit FBV-System / vorbereiteter Kontaktbereich

Für viele der speziell bei der Deckelbauweise auftretenden Fragestellungen mussten die entsprechenden Details in enger Zusammenarbeit zwischen Planer, Betongutachter und Baufirma entwickelt werden (z.B. Anschlüsse

/ Übergänge FBV-System im Bereich der Kontaktfuge zwischen Deckenebene und Schlitzwand). Da die eigentliche WU-Hülle des Bauwerks erst mit der nachträglichen Betonage der Außenwände entsteht mussten insbesondere bauzeitliche Verwahrungen für die bereits jetzt eingebauten FBV-Anschlussbahnen entwickelt werden.

Aussteifungsrost in Ebene -2

Im Endzustand wird der hohe und weitläufige „Kubus“ zwischen Ebene -1 und -3 mit seinen Rolltreppen der zentrale Bereich der Station und der Zugang zu den tieferliegenden Ebenen. Im Bauzustand muss die große Öffnung in der Ebene -2 mit einem massiven Aussteifungsrost, bestehend aus einem Stahlbetonkragen und Betonsteifen aus Doppel-Fertigteilen, überbrückt werden. Insgesamt waren 84 Betonfertigteile (Träger und Traversen) mit Einzelgewichten zwischen 9 und 23 to unter die bestehenden Deckenebenen zu heben und dort unter beengten Bedingungen zu verlegen. Das Verfahren und Versetzen der Fertigteile zwischen den vorhandenen Primärstützen erfolgte mittels „Selbstfahrem“ auf einer verstärkten Sauberkeitsschicht bevor die Knoten und die letzten Steifen dann in Ortbeton hergestellt wurden. Für den Rückbau sind Pressenansatzpunkte zur Entlastung und ausbaubare Futterplatten vorgesehen.

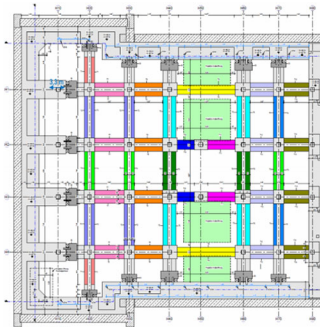


Abb.3: temporärer Aussteifungsrost in der Ebene E-2 / Montage der FT

3D-Bewehrungsplanung

Die Bewehrungsplanung erfolgt in 3D. Insbesondere in hochbewehrten Bereichen (z.B. Randbalken, teils gekrümmte Öffnungen im Rand- oder Anschlussbereich der Primärstützen) wird im Modell eine Einbaureihenfolge

abgeleitet und die Einbaubarkeit gemeinsam zwischen Planer und Bau-firma entwickelt. Kollisionen, z.B. mit Grundleitungen oder Einbauteilen, werden erfasst und können – soweit sinnvoll – in der Planung vermieden werden bzw. müssen bauseits lösbar bleiben.

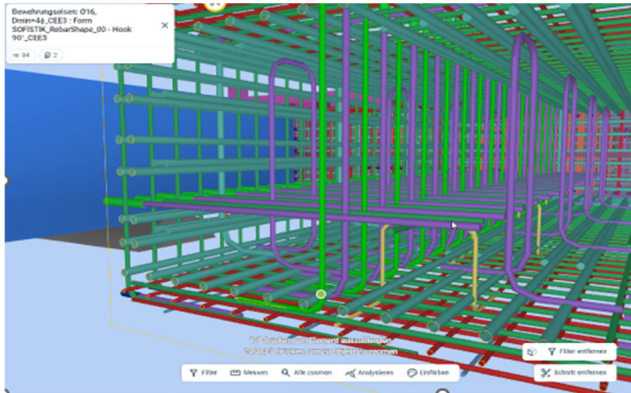


Abb.4: Bewehrungsplanung in 3D

Der Planungs-, Abstimmungs- und Prüfprozess wurde gemeinsam mit allen Beteiligten so weit wie möglich auf das Modell verlegt. Entsprechende formale Abwicklungspläne sind dabei bisher noch individuell zu entwickeln und die zugehörigen Rollen und Verantwortungen abzustimmen. Im aktuellen DB-Regularium bzw. dem Freigabeprozess kann auf eine Planableitung und Vorlage in Papier auf der Baustelle aber (noch) nicht verzichtet werden.

Ausblick

Die aktuellen Herausforderungen bei Planung und Bau der Station Marienhof können durch konstruktives Zusammenwirken der Beteiligten und durch die Nutzung von 3D/4D-Modellen bisher gut beherrscht werden. Mit den komplexen Tunnelvortrieben, den hierbei notwendigen Hebungsinjektionen und den danach noch erforderlichen technischen Ausbauten der Station stehen in den nächsten Jahren aber noch weitere anspruchsvolle Aufgaben an.

INFRASTRUKTUR LÖSUNGEN DIE VERBINDEN

ZPP INGENIEURE
EXPERTEN FÜR GRUND- UND TUNNELBAU



In-situ Messung und Berechnung der Schnittgrößen in Tübbingtunnelschalen am Beispiel der U5 in Frankfurt am Main – Übereinstimmungen, Unterschiede und weitere Erkenntnisse

<https://doi.org/10.14459/mbs28.11>

Fabian Rauch, Oliver Fischer



Fabian Rauch, M. Sc.

2017 B.Sc. Bauingenieurwesen, TUM
2019 M.Sc. Bauingenieurwesen, TUM
2019-24 Wissenschaftlicher Mitarbeiter,
Lehrstuhl für Massivbau, TUM



Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer

1988 Diplom Bauingenieurwesen, TUM
1989-95 Wissenschaftlicher Assistent, UniBw
1994 Promotion
1996-2009 Verschiedene Fach- und Führungs-
positionen in der Bauindustrie im In- und Ausland
2007 Diplomwirtschaftsingenieur, Univ. Hagen
seit 10.2009 Ordinarius für Massivbau, TUM
seit 2011 Prüflingenieur und EBA-Prüfer

Aufgrund ihres komplexen Tragverhaltens ist die realistische Prognose der Schnittgrößen in Tübbingtunnelschalen herausfordernd. In der Folge bestehen Unsicherheiten, ob und inwieweit die prognostizierten Schnittgrößen den tatsächlichen entsprechen, was natürlich nicht wünschenswert ist. Eine Untersuchung dieser Unsicherheiten erfordert eine genaue Kenntnis des tatsächlichen Tragverhaltens von Tübbingtunnelschalen. Dies kann durch in-situ Messungen erlangt werden. Solche Messungen wurden beispielhaft im Rahmen eines Langzeit-Strukturmonitorings an der Tübbingtunnelschale der Verlängerung der U5 in Frankfurt am Main durchgeführt. Dies ermöglichte einerseits eine vertiefte Analyse des Tragverhaltens. Andererseits lieferte das Monitoring auch die Daten, die für weitere Untersuchungen u.a. im Kontext der oben genannten Unsicherheiten benötigt werden. Dieser Beitrag liefert einen Überblick über die gewonnenen Erkenntnisse.

Realistically predicting the internal forces of segmental linings is challenging due to their complex load-bearing behaviour. Consequently, there are uncertainties regarding whether and how well the predicted internal forces correspond to the actual ones, which, of course, is undesirable. Investigating these uncertainties requires precise knowledge of the actual load-bearing behaviour of segmental linings. This can be achieved through in-situ measurements. Such measurements were exemplarily carried out for a long-term structural monitoring of the segmental lining of the extension of the U5 metro line in Frankfurt (Main). On the one hand, this allowed for a deep analysis of the real load-bearing behaviour. On the other hand, the structural monitoring provided the data needed for further investigations in the context of the aforementioned uncertainties. This paper provides an overview of the insights gained.

Einleitung

Grundlagen und Hintergrund

Infolge einer kontinuierlichen technologischen Entwicklung ist der maschinelle Tunnelbau mit Tunnelbohrmaschinen (TBM) heutzutage eine etablierte Bauweise. Innerhalb des maschinellen Tunnelbaus gibt es mehrere Untervarianten, von denen dieser Beitrag nur jene mit Schild und einer Schale aus Stahlbetonfertigteilen (sogenannte „Tübbing(e)“) betrifft. Der maschinelle Tunnelbau mit Tübbingfertigteilen zeichnet sich gegenüber dem konventionellen Tunnelbau durch einige Vorteile z.B. im Hinblick auf die hohe erreichbare Qualität der Tunnelschale aus und wird u.a. aufgrund der geringen, erreichbaren Setzungen zunehmend auch im innerstädtischen Tunnelbau eingesetzt.

Der Tübbingtunnelschale werden verschiedenen Aufgaben zugewiesen. Unter anderem muss sie sämtliche einwirkende Lasten bei geringen Verformungen aufnehmen. Dafür muss sie entsprechend zuverlässig - bei gleichzeitiger Schonung von Ressourcen - bemessen werden. Eine realistische Prognose und Berechnung der Schnittgrößen in Tübbingtunnelschalen ist jedoch herausfordernd. Dies ist auf mehrere Gründe zurückzuführen, unter anderem:

- Das Tragverhalten von Tübbingtunnelschalen ist komplex. Es ist geprägt von einer Vielzahl an Interaktionen. Diese finden sowohl zwischen den Segmenten eines einzelnen Rings als auch zwischen den Segmenten benachbarter Ringe statt. Des Weiteren beeinflussen sich die Tübbingtunnelschale und der umgebende Baugrund gegenseitig. Die realistische Berücksichtigung dieser Interaktionen in Berechnungen ist schwierig.
- Unsicherheiten hinsichtlich verschiedener Eingangsparameter sind im Tunnelbau unvermeidbar. Diese betreffen z.B. Bodenkennwerte und wirken sich unmittelbar auch auf die berechneten Schnittgrößen aus.

In der Folge bestehen Unsicherheiten, ob und inwieweit Berechnungsergebnisse den tatsächlichen Schnittgrößen in Tübbingtunnelschalen entsprechen. Dies ist natürlich nicht wünschenswert, gerade auch im Hinblick auf die zunehmende Beliebtheit dieser Bauweise.

Um diese Unsicherheiten untersuchen und – im Idealfall – reduzieren zu können, ist eine möglichst genaue Kenntnis des realen Tragverhaltens und der tatsächlichen Schnittgrößenentwicklung in Tübbingtunneln erforderlich. Um diese zu erlangen, sind in erster Linie in-situ Messungen an realen Bauwerken erforderlich. Im Rahmen eines Strukturmonitoringprojekts ergab sich für die Technische Universität München (TUM) eine Möglichkeit für solche Messungen. Diese und deren wichtigste Erkenntnisse werden in diesem Beitrag vorgestellt.

Strukturmonitoring an der Verlängerung der U5 in Frankfurt am Main

Beginnend am Platz der Republik wird aktuell die U5 in Frankfurt am Main in Richtung Westen verlängert, um ein neu entstandenes Stadtviertel an das ÖPNV-Netz anzuschließen. Die Verlängerung umfasst zwei ca. 840 m lange mit einer EPB-TBM aufgefahrenen Tunnelröhren, die zwischen 2019 und 2022 gebaut wurden. Die Tunnelröhren haben einen Innendurchmesser von 5,90 m und bestehen aus sechs großen Segmenten ohne Schlussstein. Die eingesetzten Tübbinge haben eine Dicke von 45 cm und eine Länge von 1,20 m. In dem für diesen Beitrag relevanten Bereich (Abb. 1) befindet sich der Tunnel im miozänen Frankfurter Ton unter einer Schicht mit quartären Sanden bei einer Gesamtüberlagerungshöhe von ca. 13 bis 16 m. Außerdem liegt der Tunnel in diesem Bereich unter einer dicht bebauten Gebiet [1].

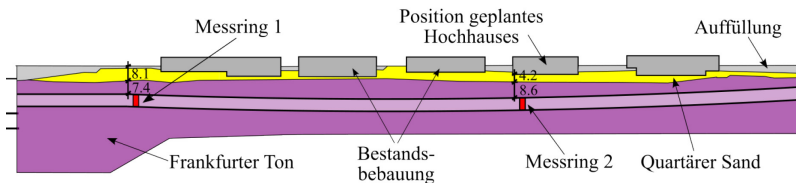


Abb. 1: Längsschnitt des mit zwei Messringen ausgestatteten Tunnelbereichs; Distanzangaben in [m].

Ebendiese Bebauung lieferte den Anlass für das von der TUM durchgeführte Strukturmonitoring. Es wird erwartet, dass im östlichsten Bereich der verlängerten U5 ein 175 m hohes Hochhaus direkt oberhalb der Tunneltrasse errichtet wird (s. Abb. 1). Aufgrund der relativ seichten Lage des

Tunnels ergeben sich aus dieser Bebauungslast, sowie aus dazugehörigen Baugruben rechnerische hohe Spannungen und Schnittgrößen in der Tübbingtunnelschale. Mit dem Strukturmonitoring werden deshalb deren Entwicklung und potentielle Änderungen beobachtet.

Das Strukturmonitoring basiert im Wesentlichen auf Dehnungsmessungen in zwei mit entsprechenden Sensoren ausgestatteten Tübbingringen (Messringe) (Abb. 1 und 2), von denen unter Einbeziehung von begleitenden Temperaturmessungen und experimentell kalibrierten Materialkennwerten auf die Schnittgrößen rückgerechnet wird. Das zugehörige Strukturmonitoringkonzept und die genutzte Messtechnik wurden bereits auf dem 25. Münchener Massivbau Seminar 2021 vorgestellt, sodass für weitere Details auf den dazugehörigen Beitrag und weitere bereits erschienene Publikationen verwiesen wird [2,3]. Die nachfolgenden Ausführungen betreffen die Messergebnisse am zweiten der zwei Messringe, für den eine erheblich größere Datenbasis geschaffen werden konnte.

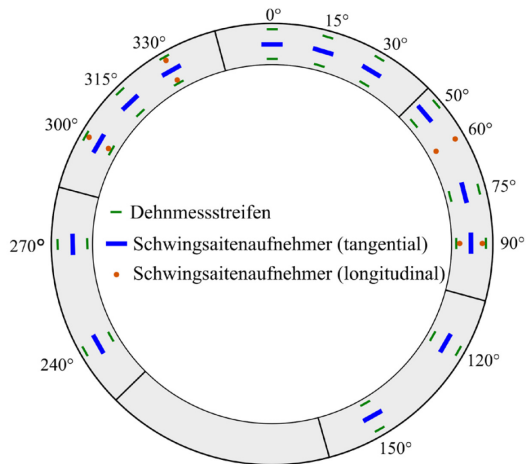


Abb. 2: Instrumentierung eines Messrings; bei jedem Schwingensaitenaufnehmer wird auch die Temperatur gemessen.

Analyse des realen Tragverhaltens

Die im Rahmen des Strukturmonitorings gewonnenen Messdaten erlaubten eine umfangreiche Analyse des beispielhaften Tragverhaltens der Tübbingtunnelschale der U5, insbesondere im Hinblick auf die Schnittgrößenentwicklung. Da die Messungen direkt nach dem Ringbau gestartet und danach kontinuierlich über mehrere Jahre weitergeführt wurden (und auch aktuell immer noch weiterlaufen), konnte die gesamte bisherige Schnittgrößenentwicklung erfasst und analysiert werden. Nachfolgend wird die beobachtete zeitliche Schnittgrößenentwicklung illustriert (Abb. 3).

In der Anfangs- und Bauphase entwickelten sich die Schnittgrößen (und auch die hier nicht weiter ausgeführten Verformungen der Tunnelschale) insbesondere im Zusammenhang mit dem Vortrieb und der vortriebsbegleitenden Ringspaltverpressung rasch, unterlagen aber großen und kaum zu erfassenden Schwankungen. Hierbei erreichten sie ein dem später erreichten Endzustand ähnliches Niveau und für kurze Zeiträume überschritten die Spannungen im Bauzustand jene des Endzustandes sogar geringfügig, wenn auch stets in einem unkritischen Bereich. An die Schnittgrößenentwicklung der frühen Bauphase schloss sich dann eine mehrere Monate andauernde Umlagerungsphase an. An deren Ende stabilisierten sich die Schnittgrößen bei nur mehr sehr geringen Änderungsraten. Die Schnittgrößen im Endzustand entsprachen weitestgehend den Erwartungen. Unter anderem bildete sich infolge einer höheren vertikalen als horizontalen Belastung ein hierfür typischer Momentenverlauf mit positiven Momenten im Firstbereich und negativen Momenten in den Ulmen aus. Die Schnittgrößen und deren Verläufe im Endzustand zeigten allerdings deutliche Unterschiede zu jenen des Anfangszeitraums. Dies wurde auf die jeweils unterschiedliche Spannungssituation zurückgeführt, die die Einwirkungen auf die Tübbingtunnelschale bestimmt. Im frühen Zeitraum wird die Spannungssituation stark durch die Ringspaltverpressung beeinflusst. Später entwickelt sie sich mit der Zeit eher zu jener, die durch den umgebenden Baugrund (v.a. Erd- und Grundwasserdrücke) erzeugt wird. Diese Spannungssituationen sind jedoch insbesondere hinsichtlich ihrer Verteilungen verschieden, was die Schnittgrößenveränderungen zwischen Bau- und Endzustand verursachte.

Neben dieser globalen zeitlichen Entwicklung der Schnittgrößen, konnten durch die Messungen auch zahlreiche weitere Mechanismen betrachtet werden (u.a. Entwicklung der Längskräfte, Einfluss des Baus der zweiten

Röhre auf die erste Röhre). Für diese Analysen wird auf die weiteren in diesem Zusammenhang erschienenen Publikationen verwiesen [u.a. 4].

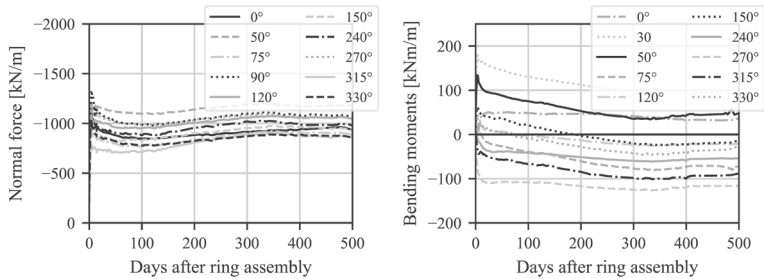


Abb. 3: Schnittgrößenentwicklung am Messring 2 über 500 Tage beginnend ab kurz nach dem Ringbau. Links: Normalkräfte, rechts: Biegemomente.

Vergleich von gemessenen und berechneten Schnittgrößen

Die gewonnenen Daten zur in-situ Schnittgrößenentwicklung ermöglichten weiterführende Untersuchungen. Diese zielten unter anderem auf die am Anfang dieses Beitrages genannten Unsicherheiten hinsichtlich der Übereinstimmung von tatsächlichen und berechneten Schnittgrößen ab [5].

Um dies zu untersuchen, wurden die mit fünf verschiedenen Berechnungsmodellen (Abb. 4) und zahlreichen möglichen Variationen berechneten Schnittgrößen den gemessenen gegenübergestellt. Die Berechnungsmodelle wurden nach etablierten Modellierungsempfehlungen [u.a. 6,7] ausgewählt und aufgebaut. Dies hatte zum Ziel die Ergebnisse von denjenigen Modellen in den Vergleichen zu betrachten, die auch tatsächlich in der aktuellen Ingenieurspraxis anzutreffen sind und mit denen reale Tübbingtunnelschalen bemessen werden.

Die Erkenntnisse aus den Vergleichen von Messungen und Berechnungen können wie folgt zusammengefasst werden. Hinsichtlich der Normalkraft ergab sich sowohl bezüglich ihres Niveaus als auch ihrer Verteilung entlang des Tunnelumfangs unter Ansatz realistischer Eingangswerte eine gute Übereinstimmung. Die Verläufe der Biegemomente konnten ebenfalls

gut durch die Berechnungsergebnisse reproduziert werden. Quantitativ zeigten sich bei den Biegemomenten – und damit auch bei den Spannungen – allerdings gewisse Unterschiede zwischen Messungen und Berechnungen. Dies war insbesondere dann der Fall, wenn mittlere Werte, für die im Tunnelbau üblicherweise in Bandbreiten bestimmbaren Eingangsparameter, angenommen wurden. Die ermittelten Unterschiede wurden einerseits darauf zurückgeführt, dass die in situ angetroffenen Randbedingungen nicht mittleren Eingangswerten, sondern eher jenen am äußeren Rand der möglichen Bandbreite entsprachen. Andererseits wurde ein Einfluss von Ringbauungenauigkeiten in den Tübbinglängsfugen auf die in-situ Schnittgrößenentwicklung vermutet. Solche Ringbauungenauigkeiten werden bei der Berechnung der Schnittgrößen üblicherweise nicht explizit berücksichtigt, beeinflussen diese aber in der Realität dadurch, dass Kräfte mit einer zusätzlichen Exzentrizität in die jeweiligen Segmente eingeleitet werden. Generell sind die Effekte von solchen Ringbauungenauigkeiten aus struktureller Hinsicht ungünstig. Weitere Untersuchungen zu deren Einfluss werden aktuell durchgeführt.

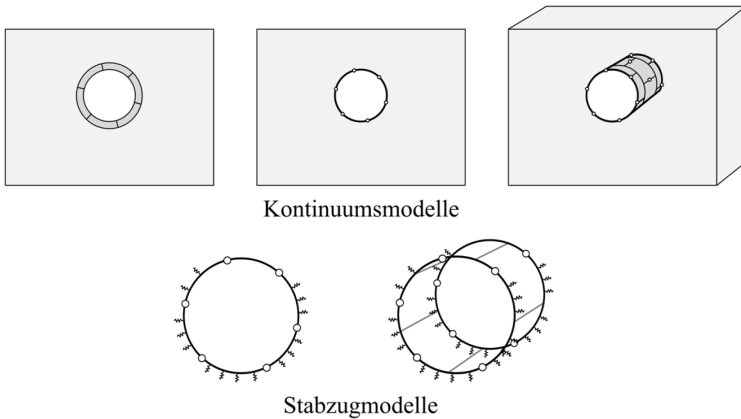


Abb. 4: Schematische Darstellung der fünf untersuchten Berechnungsmodelle.

Fazit

Das Tragverhalten von Tübbingtunnelschalen ist komplex. Mithilfe von im Rahmen eines Strukturmonitorings gewonnenen Messdaten konnte es am Beispiel der U5 in Frankfurt am Main intensiv beobachtet und analysiert werden. Auffällig hierbei waren die relativ großen Unterschiede zwischen den Schnittgrößen der Bauphase und des Endzustands, die allerdings jeweils zu vergleichbar großen maximalen und minimalen Spannungen führten. Aus wirtschaftlicher Hinsicht ist es jedoch wünschenswert, dass der deutlich längere Endzustand die maßgebenden Spannungen und Schnittgrößen verursacht. Um dies zu begünstigen ist eine hohe Bauqualität anzustreben. Insbesondere eine kontinuierliche und gleichmäßige Ringspaltverpressung könnte sich günstig auswirken. Zur Bauqualität zählt aber auch ein (ausreichend) präziser Ringbau, der sich – sofern nicht ausreichend präzise – aus struktureller Sicht negativ auf die Tübbingtunnelschale auswirken kann.

Die Gegenüberstellung von gemessenen und berechneten Schnittgrößen ergab im betrachtete Beispielfall Übereinstimmungen und Differenzen. Als Ursache für die Differenzen wurden, neben den in Berechnungen üblicherweise nicht berücksichtigten Effekten von Ringbauimperfectionen, Unsicherheiten hinsichtlich der tatsächlichen Werte der Eingangsparameter gesehen. Da diese im Tunnelbau typischerweise nur mit einer gewissen Bandbreite angegeben werden können, ist es wichtig im Rahmen der konstruktiven Bemessung Werte entlang der kompletten realistischen Bandbreiten in Form von Parameterstudien zu berücksichtigen. Dies gilt insbesondere, da sich geänderte Eingangswerte stark auf die berechneten Schnittgrößen auswirken können, es jedoch im Allgemeinen nicht möglich ist a priori festzulegen welche Parameterkombination die ungünstigsten Ergebnisse liefern wird.

Danksagung

Das Strukturmonitoring an der U5 in Frankfurt am Main wurde von der „Stadtbahn Entwicklung und Verkehrsinfrastrukturprojekte GmbH (SBEV)“ in Auftrag gegeben und finanziert.

Literatur

- [1] Budach, C., Kulkarni, R., Weiner, T., Kirchner, S.: Geotechnische und tunnelbautechnische Aspekte beim Bau der U5 in Frankfurt am Main. *Geotechnik*, 43 (4), 2020. S. 283-288.
<https://doi.org/10.1002/gete.202000028>
- [2] Rauch, F., Fischer, O.: Prognose der Schnittgrößen in Tunnelschalen aus Dehnungsmessungen – Grundlagen und Umsetzung, Kalibrier-
versuche im Tübbingversuchsstand und Monitoringergebnisse am
realen Bauwerk. Tagungsband des 25. Münchener Massivbau Semi-
nars, 2021.
- [3] Rauch, F., Fischer, O.: Application of a structural monitoring on
segmental tunnel linings. *Structural Concrete*, 24 (6), 2023. S. 7779-
7793. <https://doi.org/10.1002/suco.202300141>
- [4] Rauch, F., Fischer, O.: Structural Behavior of a Segmental Tunnel
Lining Base on In-Situ Measurements. *Journal of Performance of
Constructed Facilities*, 38 (4), 2024.
<https://doi.org/10.1061/JPCFEV/CFENG-4688>
- [5] Rauch, F., Oreste, P., Fischer, O.: Internal forces measured in seg-
mental tunnel linings compared with numerical predictions obtained
from state-of-the-art calculation methods used in engineering prac-
tice. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2024.
<https://doi.org/10.1016/j.tust.2024.106084>
- [6] Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen (DAUB): Empfeh-
lungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tüb-
bingringen, 2024
- [7] Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik (ÖVBB):
Richtlinie Tübbingssysteme aus Beton, 2009.



Von der Forschung zur praktischen Anwendung.

Künstliche Intelligenz im Ingenieurbereich

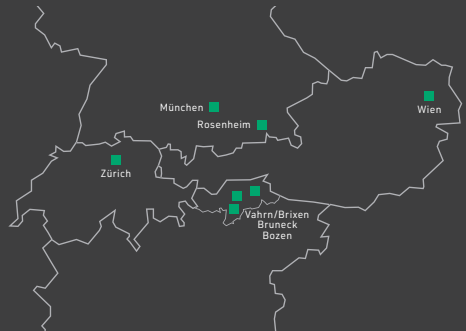
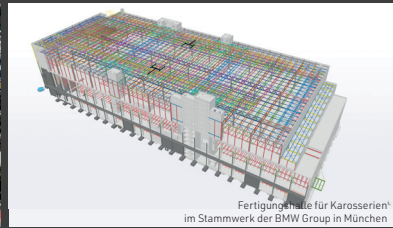
Es ist unser großes Anliegen, die digitale Transformation der Baubranche aktiv mitzugestalten und innovative Lösungen zu entwickeln, die den Wandel in der Bauwirtschaft vorantreiben.

BERGMEISTER

innovative & responsible engineering

KONSTRUKTIVER INGENIEURBAU

HOCHBAU & BAUMANAGEMENT
INFRASTRUKTUREN & UMWELTTECHNIK
ENERGIE & VERSORGUNGSTECHNIK
SICHERHEIT & BRANDSCHUTZ
FORSCHUNG & ENTWICKLUNG



Bergmeister Ingenieure GmbH, München, Rosenheim - Deutschland
Bergmeister GmbH, Vahrn/Brixen, Bruneck, Bozen - Italien
Bergmeister ZT GmbH, Wien - Österreich
Bergmeister + Partner AG, Bülach/Zürich - Schweiz

www.bergmeister.eu

Emissionsarme, kreislaufgerechte Innenschalen – aktuelle Forschungen

<https://doi.org/10.14459/mbs28.12>

Konrad Bergmeister



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

1985 Promotion in Philosophie,
Universität Innsbruck

1988 Promotion in Ingenieurwissenschaften,
Universität Innsbruck

1992 M.Sc., Universität von Clarkson, New York
seit 1993 ordentliche Professur für Konstruktiven
Ingenieurbau, BOKU Wien

2012 PhD Economical Science, Paneuropean
University Bratislava, Vienna

Einführung

In den nachfolgenden Ausführungen werden teilweise bekannte Grundlagen über die Anforderungen an den Beton von Innenschalen dargestellt und neue aktuell laufende Forschungen beschrieben. Im Sinne der Klimaverträglichkeit gilt es heute und in Zukunft emissionsarme (primär betrifft dies den Zement) und kreislaufgerechte (primär betrifft das die Zuschläge) Betone zur Herstellung der Innenschalen für eine möglichst lange Nutzungsdauer zu verwenden [16].

Grundsätzlich werden sowohl unbewehrte und bewehrte Schalen in Ortbeton, Spritzbeton und Fertigteilbeton als Tübbinge verwendet. Nur in Sonderfällen werden Stahltübbinge eingesetzt. Zum Unterschied von temporären Spritzbetonaußenschalen, die für eine Nutzungsdauer von mindestens 10 Jahren für den Bauzustand ausgelegt werden, können auch permanente Spritzbetonschalen, dauerhaft für eine Nutzungsdauer von über 100 Jahren ausgeführt werden. Tunnels können einschalig mit Spritzbeton oder Tübbinge oder zweischalig mit einer Innenschale aus Ortbeton ausgeführt werden. Die Ziele der Nachhaltigkeit und die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit sowie den Brandwiderstand gelten für alle Innenschalenbetone.

Die Wiederverwertung von Tunnelausbruchmaterial senkt bei einer Eigenversorgung die Kosten für Anschaffung, Transport und Lagerung und führt zu einer Verminderung der Umweltbelastungen (Verkehr, Lärm, Staub) sowie zur Schonung natürlicher Ressourcen [2]. Trotz umfassender Untersuchungen und vorliegender Praxiserfahrungen aus der Schweiz beim Lötschberg- und Gotthard-Basistunnel sowie aus Österreich vom Koralm- [3], Semmering- und Brenner Basistunnel mit bis zu 50 % Wiederverwendung des Tunnelausbruchmaterials, muss das Konzept der Materialbewirtschaftung für jedes Tunnelbauprojekt in Abhängigkeit der vorliegenden Lithologien gesondert bewertet werden [1].

Die neuen emissionsarmen, mittlerweile zertifizierten Zemente, wie der CEM II/C mit ca. 40 % reduzierten CO_{2,eq}, können auch im Innenschalenbau eingesetzt werden. Für den CEM II/C gibt es erste Versuchsergebnisse über die langsamere Festigkeitsentwicklung (daher der Vorschlag die 56- oder 90-Tages-Festigkeit als Bemessungsgrundlage zu verwenden) und noch kaum Untersuchungen zur Porosität und Permeabilität.

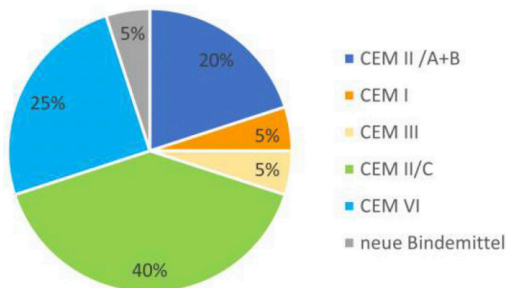


Abb. 1: Mögliche Verwendung verschiedener Zemente im Tunnelbau (aus [4], bzw. aus: [5])

Spezifische Anforderungen und Maßnahmen bei Innenschalen

In Tunnelkonstruktionen werden die Betonschalen vielfach durch eine Kombination von Druck und erhöhter Temperaturbelastung beansprucht. Prinzipiell müssen die Innenschalen den Grenzzustand der Tragsicherheit (Sicherung der Hohlraumlaibung, Wasserdruck, Fluten der Tunnelröhre, Explosion, Brandlasten, Druck- und Sogbelastung, je nach Bauart konzentrierte Lasteinleitungen durch Vortriebs- und Ausrüstungsgeräte sowie Ausrüstungsbauteile etc.), den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Dichtheit, Dauerhaftigkeit, etc.) und des Brandschutzes wahrnehmen [6]. Nachfolgend werden einige Punkte herausgegriffen.

Brandwiderstand – Wirkungen und Maßnahmen

Im Brandfall ist bei (bewehrten) Innenschalen und Betonbauteilen die wesentliche Aufgabe des Betons ein Fortschreiten des kritischen Wärmeeintrags in den Beton gering zu halten. Damit kann ein Aufreißen und eine laufende Querschnittsschwächung als Folge von fortschreitenden Abplatzungen reduziert werden. Eine primäre Aufgabe der oberflächennahen Betonschicht der Innenschale bei erhöhter Temperatureinwirkung ist gegenüber dem klassischen Korrosionsschutz, dass sich möglichst keine und maximal geringe (< 1 cm tiefe) Abplatzungen ausbilden. Die Temperatureindringkurven sind von vielen Faktoren abhängig, wie beispielsweise der Brandlast und der Temperaturverteilung im brandbeanspruchten Raum, dem Bauteilquerschnitt und der Geometrie, der Rohdichte des Betons, der Porengröße und -verteilung, der Festigkeit, etc.; all diese Einflüsse müssen für die Ermittlung der Temperatureindringkurven bei genauer Betrachtung empirisch oder numerisch berücksichtigt werden.

Allgemein betrachtet können durch eine erhöhte Temperaturbeanspruchung von Konstruktionsbeton in Tunnelinnenschalen folgende Versagensmechanismen auftreten (Abb. 2).

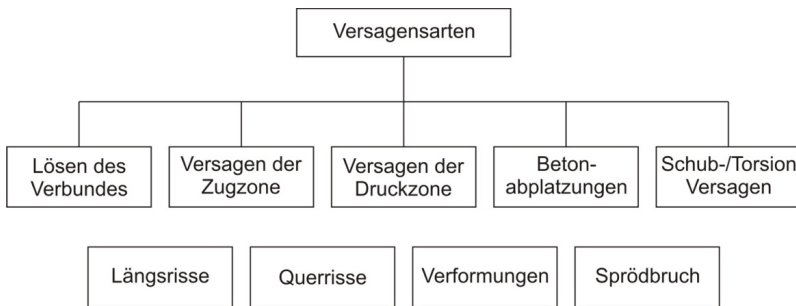


Abb. 2: Mögliche Versagensarten [6]

Bei den Versagensarten unter Brandeinwirkung kommt es häufig zu einem prozessartigen Versagen und damit zu mehreren teils interagierenden Bruchmechanismen. Die wichtigsten Mechanismen werden strukturiert kurz beschrieben (aus [6]).

Rissbildung: Entlang der Oberfläche, meist in Nähe von darunterliegenden Bewehrungsstäben bilden sich durch erhöhte Zugdehnungen in der oberflächennahen Betonschicht, Risse aus. Die Risse können als Längsrisse (entlang von Bewehrungsstäben) oder netzartig verteilt über die ganze Betonfläche, auftreten. Solche oberflächennahen Risse können durch eine Fasermischung (bspw. Fasercocktail aus Stahl- und Basaltfasern) reduziert werden.

Lösen des Verbundes: Im Verbundbereich zwischen Stahlbewehrung und dem Beton können durch die Wärmeeinwirkung lokale Risse und Ablösungen auftreten. Durch Verwendung eines dichten Betons, einer größeren Betondeckung sowie mit PP-Fasern kann dieser Bruchmechanismus teilweise verhindert werden.

Versagen der Zugzone: Durch die Erwärmung der Bewehrung, und damit der Stahlteile nimmt die Zugfestigkeit mit zunehmender Temperatur ab. Im Bereich der größten Stahlspannungen kann es in Folge zu Rissen und Verformungen sowie zu Betonabplatzungen kommen. Die Betondeckung bildet einen konstruktiven Schutz, welche durch ihre Stärke einen hohen Brandwiderstand darstellt. Bei Verwendung von Basaltstäben, ein hochtemperaturbeständiges und voll rezyklierbares Material, wird die Wärme auch kaum weitergeleitet (Wärmeleitfähigkeit von Stahl: 50 W/(mK); von Beton: 2,1 W/(mK) und von Basalt: 0,035 W/(mK)).

Versagen der Druckzone: Ein Versagen der Druckzone unter Brandeinwirkung führt zu einem spontanen Ausbrechen von Betonteilen. Dadurch vermindert sich der innere Hebelarm und die Kräfte in der Zugzone nehmen schlagartig zu. Durch die Verwendung eines faserbewehrten Betons in der Druckzone kann dieses Versagen verzögert werden.

Versagen durch Betonabplatzungen: Prinzipiell unterscheidet man bei dieser Versagensart zwischen einem

- lokalem Abplatzen von einzelnen Zuschlagskörnern,
- langsames Abplatzen (Soft-Spalling tritt primär bei Spritzbeton auf)
- explosionsartigen Abplatzungen.

Die lokalen Abplatzungen entstehen auf Grund lokaler physikalischer und chemischer Veränderungen in der Gefügematrix Zement und Zuschläge.

Das Soft-Spalling ist auf markante Permeabilitäts- und Feuchteänderungen zurückzuführen. Der Wasserdampf strömt bzw. diffundiert durch die Zone mit geringerer Permeabilität hindurch und staut (kondensiert) sich an der Grenzfläche zur dichteren Zone auf. Da dieser Grenzflächenbereich in der Regel auch eine geringere Zugfestigkeit aufweist, kommt es hier bevorzugt zum Abfallen der thermisch beanspruchten Betonschichten. Beim Einsatz von Fasern kann dieser Versagensmechanismus nahezu verhindert werden.

Explosionsartige Abplatzungen von kleineren bis größeren Betonschichten entstehen bei lang andauernden Brandeinwirkungen. Diese Form ist die gefährlichste Art der Abplatzungen. Durch Brandeinwirkung werden in Betonbauteilen thermische, thermomechanische sowie thermohydraulische Prozesse ausgelöst, die bei feuchter (Wassergehalt $w > 2\%$) und homogener sowie dichter Betonmatrix zu Gefügeschädigungen an der beflamten Betonoberfläche bis hin zu explosionsartigen Abplatzungen führen können [7].

Ziel einer vorrangigen Erhöhung des Brandwiderstandes durch die Anpassung von Betonrezepturen und die Verwendung von verschiedenen Fasern ist, ein ausreichend permeables System zur Druckentlastung zu schaffen, um bei Temperaturerhöhung den entstehenden Dampfdruck des Wassers bereits im frühen Temperaturstadium sehr schnell abbauen zu können. Durch das Verhindern von erhöhten Dehnungen und späteren Abplatzungen soll primär das Fortschreiten der Temperaturfront in den Betonquerschnitt verhindert werden. Der Druckausgleich im Beton und ein mögliches Abplatzen werden hauptsächlich durch die Permeabilität (Porengröße,

-verteilung, Durchgängigkeit, etc.) beeinflusst. Daher gilt es diese auch bei Verwendung von Tunnelausbruch- oder Recyclingzuschlägen sowie emissionsarmen Bindemitteln zu erforschen.

Permeabilität und Dauerhaftigkeit

Die Permeabilität hat sowohl auf die Dauerhaftigkeit als auch auf den Brandwiderstand eine große Auswirkung. Entscheidend ist das Vermögen des Betons, von Fluiden durchströmt zu werden (lat. „permeare“, dt. „durchströmen“). Beispielsweise seien die experimentellen Untersuchungen an Spritzbetonmörtel angeführt (aus: [8]). Die Permeabilität der Spritzbetonproben wurde an ofengetrockneten Bohrkernscheiben ermittelt. Die Prüfungen wiesen Werte von $6 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ bis $6,5 \times 10^{-16} \text{ m}^2$ auf. Gemäß *Baroghel-Bouny* [9] können aus den Permeabilitätswerten folgende Zuordnungen hinsichtlich eines Dauerhaftigkeits-Potentials für den Spritzbeton gemacht werden:

Tab. 1: Dauerhaftigkeits-Potential für den Spritzbeton

Dauerhaftigkeit	Permeabilität
Hoch	3 bis $10 \times 10^{-17} \text{ m}^2$
mittel	1 bis $3 \times 10^{-16} \text{ m}^2$
gering – mittel	3 bis $10 \times 10^{-16} \text{ m}^2$
sehr gering – gering	$> 1 \times 10^{-15} \text{ m}^2$

Gemäß [10] kann auch ein Zusammenhang zwischen der Karbonatisierungstiefe und der Permeabilität hergestellt werden. Aus gemessenen Permeabilitäten und Karbonatisierungstiefen kann über eine logarithmische Regressionsgerade folgender Zusammenhang hergestellt werden (Korrelationsfaktor = 0,979):

$$\log(y) = k_1 \cdot x \cdot \log(x) + c \quad (1)$$

mit:

y ... Karbonatisierungstiefe in mm

x ... Permeabilität in m^2

k_1 ... Steigung = 0,57041

c ... Konstante = 0,31971

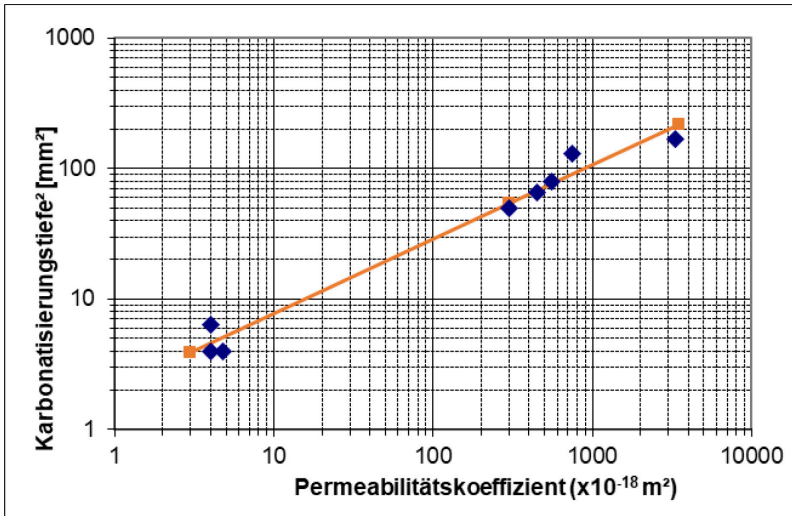


Abb. 3: Zusammenhang Karbonatisierungstiefe und Permeabilitätskoeffizient (aus [8])

Mit den im ofentrockenen Zustand gemessenen Permeabilitäten kann nach Gleichung (1) eine Karbonatisierungstiefe nach einjähriger Lagerung berechnet werden. Daraus kann der Koeffizient k_2 (Gleichung 2) entsprechend der einjährigen Lagerung bestimmt werden. Mit dem rechnerisch ermittelten Koeffizienten k kann über die Gleichung (2) der zeitabhängige Karbonatisierungsfortschritt y zu beliebigen Zeitpunkt prognostiziert werden.

$$y = k_2 \cdot t^{0,5} \quad (2)$$

mit:

y ... Karbonatisierungstiefe in mm

k_2 ... Faktor in $\text{mm}/t^{0,5}$

t ... Zeitdauer in Jahren

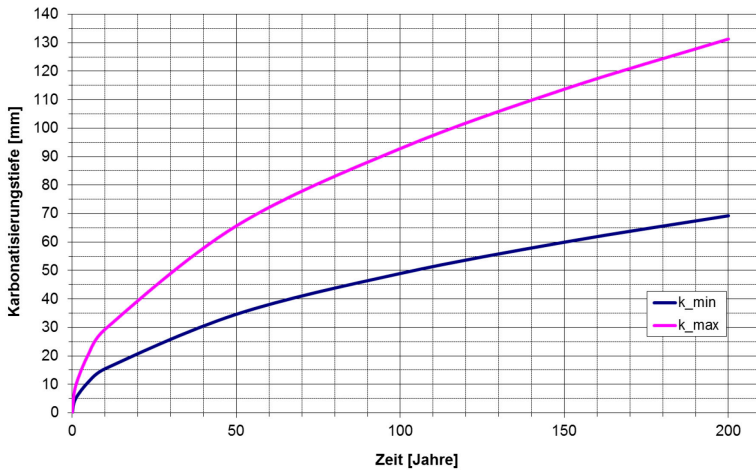


Abb. 4: Entwicklung der Karbonatisierungstiefe bis 200 Jahre (aus [8])

In Abb. 4 ist das Fortschreiten der Karbonatisierungsfront über die Nutzungsdauer mit dem errechneten minimalen und maximalen k -Faktor der äußeren Bohrkernscheibe für den Spritzbeton als untere und obere Schranke extrapoliert.

Bei der Verwendung von Tunnelausbruchmaterial oder rezyklierten Zuschlägen bis zu 100% haben aktuelle Untersuchungen ergeben (siehe [11]), dass die Permeabilität mit zunehmendem Anteil von Recyclingzuschlägen abnimmt (Abb. 5). Das kann mit noch anhaftenden nicht vollständig aushydratisierten Zementpartikeln an den Recyclingzuschlägen in Zusammenhang stehen.

Bindemittel und deren Auswirkungen

Für Tunnelinnenschalen kommen derzeit noch vorwiegend Portlandkompositzemente CEM II und eher im Rückgang begriffen Portlandzemente CEM I zum Einsatz. Vergleichende Untersuchungen von *Schneider und Horvath* [12] zwischen CEM II/A und CEM III/A Zementen haben gezeigt, dass für den CEM III Zement eine höhere Porosität und eine höhere Permeabilität bei hohen Temperaturen vorliegt.

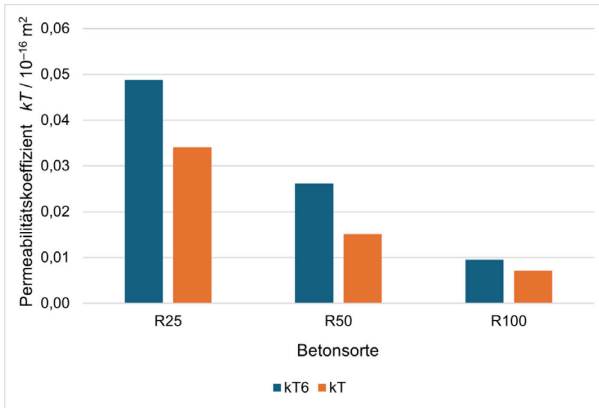


Abb. 5: Permeabilitätskoeffizienten von Beton mit rezyklierten Zuschlägen bis 100 % (Torrent-Messgerät bezogen auf 5 % Betonfeuchte). k_{t6} = Messwert nach 6 Minuten, k_t = Messung nach 12 Minuten.

Gleichzeitig wurde beim Einsatz des CEM II/A Zementes bei langsamer und gemäßigter Temperaturerhöhungsrate ein höherer Porendruck und bei schneller Temperaturerhöhungsrate eine vermehrte Rissbildung festgestellt. Die Rissbildung ermöglichte jedoch wiederum einen schnelleren Druckabbau.

Für den zukünftigen Einsatz von emissionsarmen Zementen, wie dem CEM II/C in Tunnelinnenschalen sollten daher noch konkrete Untersuchungen zur Permeabilität bzw. zum Verhalten bei hohen Temperaturen durchgeführt werden.

Ressourceneffizienz bei Gesteinskörnungen

Bei der Herstellung von Untertagebauwerken fallen große Mengen an Ausbruchmaterial an (siehe [13]). Dabei handelt es sich in Abhängigkeit der vorliegenden geologischen Gegebenheiten um Locker- oder Festgestein unterschiedlicher Ausprägung bzw. Qualität. Die Gesteinsqualität ist in technischer und chemischer Sicht von der Art des Vortriebes abhängig. Während ein maschineller Vortrieb mittels Tunnelbohrmaschine im Festgestein zu kleineren Korngrößen (geringeres Größtkorn, tendenziell mehr

Feinanteil) führt und eine Verunreinigung durch Mineralöle und Bohrhilfsmittel bedingen kann, so erzielt der zyklische Vortrieb gröbere Kornfraktionen.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass karbonatische und magmatische Gesteinskörnungen aus dem Tunnelvortrieb einem Steinbruchmaterial sehr ähneln (in Abhängigkeit der Löseart). Metamorphe Gesteinskörnungen zeigen aufgrund der teilweise vorhandenen Schieferung bzw. des unter Umständen hohen Schichtsilikatanteils stark anisotrope Eigenschaften. Ein erhöhter Schichtsilikatanteil hat oftmals eine verminderte Gesteinsfestigkeit zur Folge. Beides muss bei der Konzeption bedacht werden, um die Eigenschaften der Gesteinskörnung und folglich die betontechnologischen Eigenschaften nicht negativ zu beeinflussen [13].

In Bezug auf den Brandwiderstand bei Tunnelinnenschalen hat die Wahl der Gesteinskörnung auf das Festigkeitsverhalten des Betons bei hohen Temperaturen einen entscheidenden Einfluss [12]. Bei silikatischen Gesteinen können bei einem raschen Temperaturanstieg bis 600 °C durch das Freiwerden von gebundenem Wasser (ca. 20 %) Risse indiziert werden. Zusätzlich werden durch reversible kristallstrukturelle Umwandlungsprozesse bei 573 °C – Umwandlung von α -Quarz in β -Quarz – Zugspannungen in die Betonmatrix eingebracht, die zu Zerstörungen der Betonmatrix führen können. Bei karbonatischen Gesteinen kann man bis ca. 650 °C ein stabiles Temperaturverhalten feststellen.

Bei Basalten zeigten sich auf Grund des sehr dichten Gefüges erst Umwandlungsprozesse bei Temperaturen über 1000 °C, wodurch ein sehr günstiges Verhalten hinsichtlich Abplatzungsvermeidung festgestellt wurde. Daher sollte für Innenschalen bei Verwendung von Tunnelausbruchmaterial oder von rezyklierten Zuschlägen auch die mineralogische Zusammensetzung untersucht werden.

Wirkung und Verteilung der Polypropylenfasern

Durch die Zugabe von Kunststofffasern wird das Ziel verfolgt, nur im Brandfall ein kommunizierendes Kapillarporensystem auszubilden und dadurch die Permeabilität des Betons zu erhöhen. Als Brandschutzfasern kommen kurze, sehr dünne Polypropylenfasern zum Einsatz, deren Zugabe jedoch keine erhöhte Zugfestigkeit des Faserbetons induziert.

Für die Auswahl des Fasermaterials ist wesentlich, dass das Verdampfen der Faser bei Temperaturen möglichst nahe dem Siedepunkt des Wassers beginnt. Bei Polypropylen, dem üblicherweise eingesetzten Brandschutzfasermaterial, ist der Schmelzpunkt von der Taktizität des Polypropylens, d.h. von der Ausrichtung der Methylgruppe in der Polymerkette abhängig. Der Schmelzpunkt liegt im Bereich von ca. 150 °C bis 180 °C. Ab ca. 200 °C beginnend bis ca. 380 °C zersetzen sich die Fasern (siehe [12]).

Die Wichtigkeit einer gleichmäßigen Verteilung der PP-Fasern wurde von *Maier* [14] beim experimentellen Vergleich zwischen Großbrandversuchen und Großplattenversuchen aufgezeigt. Die Verteilung bei größeren Bauteilgeometrien wie zum Beispiel Tunnelinnenschalen ist durch den Herstellungsprozess vielfach ungleichmäßig. Hieraus folgt der Vorschlag mindestens 2 kg/m³ an PP-Fasern für Tunnelschalen zu verwenden.

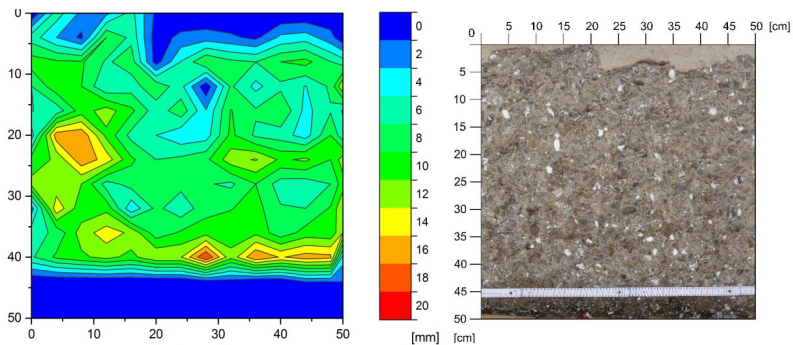


Abb. 6: Großplatten Brandversuche des Brenner Basis Tunnels für Beton mit aufbereitetem Zuschlag ohne Polypropylenfasern [14], links Abplatztiefe der Oberfläche und rechts Ansicht nach Brandbeanspruchung (Wassersättigungsgrad 41 % bei 2,5 cm und 65 % bei 5 cm, Intr. Permeabilität 19,9 nm², Abplatzmenge 5,1 kg, Abplatzfläche 79 %)

Innovativer Fasercocktail für Tunnelschalen

Durch eine gezielte Kombination von Stahl- und Basaltfasern kann die Rissüberbrückung und die Tragfähigkeit wesentlich verbessert werden. Im Rahmen von aktuellen Forschungen [15] eines Fasercocktails aus Stahl- und Basaltfasern (auch unter Zumischen von PP-Fasern) wurden die Bie-

gezugfestigkeiten ermittelt. Bei Zumischung von 30 kg/m³ ca. 60 mm langen Stahlfasern und von 5 kg/m³ ca. 36 mm langen Basaltfasern konnte die Biegetragfähigkeit um über 100 % gesteigert werden. In Abb. 7 werden neben dem unbewehrten Referenzbalken (PC01) vergleichend 30 kg/m³ ca. 60 mm lange Stahlfasern (SF 30), 5 kg/m³ ca. 36 mm lange Basaltfasern (BF5-36) sowie 15 kg/m³ ca. 36 mm lange Basaltfasern (BF15-36) und ein Fasercocktail mit beiden Fasern (SF30BF5-36) untersucht.

Sehr vorteilhaft sieht auch das Kraft-Verformungs-Verhalten aus, wo beim Fasercocktail ein stark ausgeprägtes plastisches Verhalten auftritt (Abb. 8).

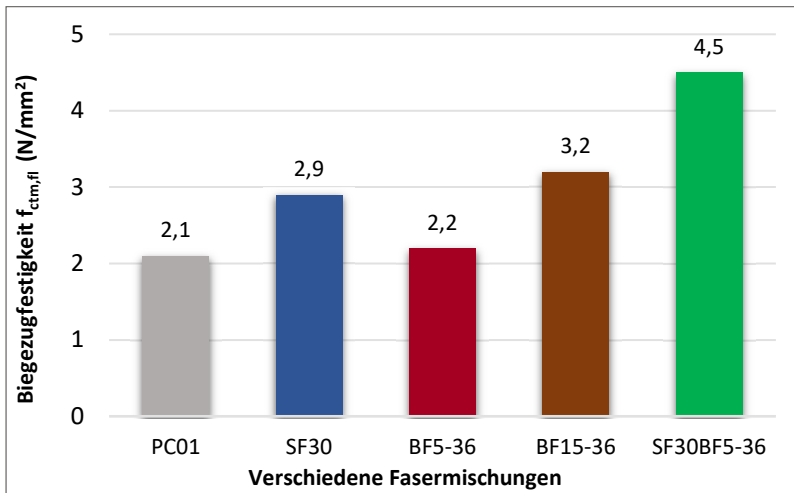


Abb. 7: Abgleich der Biegezugfestigkeiten

Neben der Verwendung von Basalt als Fasern können auch Basaltstäbe oder Basaltgelege und -gewebe in Tunnelschalen oder Tübbinge verwendet werden. Dazu werden aktuell Forschungen an der Boku-Universität – Wien und an der Montanuniversität – Leoben durchgeführt.

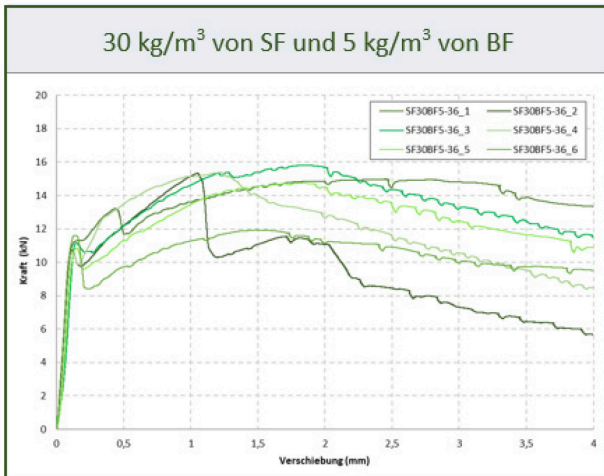


Abb. 8: Biegezugversuch eines mit einem Fasercocktail bestehend aus 5 kg/m³ ca. 36 mm langen Basaltfasern und 30 kg/m³ ca. 60 mm langen Stahlfasern bewehrten Betonbalkens

Zusammenfassung

Tunnelinnenschalen sind neben dem Gebirgs- und Wasserdruck auch anderen Extremereignissen ausgesetzt. Dazu müssen sie auch den Anforderungen der Dauerhaftigkeit für eine lange Nutzungsdauer (gerade bei Straßentunnels spielt die Chloridpenetration und damit die mögliche einhergehende Korrosion der Stahlbewehrung eine große Rolle) und des Brandwiderstandes genügen. Der Einsatz von emissionsarmen Zementen und die Vorortverwendung von Tunnelausbruchmaterial führen zu einer verbesserten Kreislaufwirtschaft und einer Reduktion der CO₂-Emissionen. Zusätzlich erzielen die Innenschalen durch die Verwendung von Basalt (chemikalienbeständig, funktionsfähig bis 700°C und kann bei einem Abbruch im Betonzuschlag bleiben) in Form von Fasern oder speziell gefertigten (mittels Spinnrobotern gefertigt) Gelegen oder Stäben eine verbesserte Leistungsfähigkeit.

Literatur

- [1] Bergmeister, K. (2019): The Brenner Base Tunnel – geological, construction and logistical challenges and innovations at half time. *Geotechnics and Tunneling* 12(5), Ernst & Sohn, Berlin, 2019, S. 555-563, <https://doi.org/10.1002/geot.201900038>
- [2] Voit K.: Einsatz und Optimierung von Tunnelausbruchmaterial des Brenner Basistunnels. Dissertation am Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur Wien, 2013
- [3] Stelzer, R.; Egger-Cresnik, G.; Wagner, H. (2018): Spritzbeton aus aufbereitetem Tunnelausbruchmaterial mit reduziertem Versintierungspotential am Beispiel des Bauloses KAT 2. ÖBV-Spritzbetontagung 2018, Alpbach, 2018
- [4] Waldl, G.; Papsch, W. (2022): Roadmap zur CO₂-Neutralität der österreichischen Zementindustrie. In: BH-Monatshefte. August 2022. DOI: 10.1007/s-501-022-01253
- [5] Bischofberger, A.D. (2024): Nachhaltigkeit im Tunnelbau – Einsatzpotenzial des ressourceneffizienten Tübbings im maschinellen Tunnelbau. Masterarbeit TU Wien
- [6] Bergmeister, K.; Cordes, T.; Lun, H.; Murr, R. (2018): Beton unter hoher Temperaturbeanspruchung – Brandschutz und Rettungssysteme in Tunnels. In: Betonkalender 2018. Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- [7] Lun H. (2015): Permeabilität von Beton unter kombinierter thermischer und mechanischer Belastung. Doktorarbeit, Universität Innsbruck, 2015
- [8] Cordes, T.; Hofmann, M.; Murr, R.; Bergmeister, K.: Aktuelle Entwicklungen der Spritzbetontechnologie und Spritzbetonbauweise am Brenner Basistunnel. ÖBV-Spritzbetontagung 2018, Alpbach, 2018
- [9] Baroghel-Bouny V. (2007): Durability Indicators: relevant tools for an improved assessment for RC durability. Toutlemonde, F. (Ed.), Proc. the 5th International Conference on Concrete under Severe Conditions, Environment and Loading. (2007), Paris, (LCPC), pp. 67-84.
- [10] RILEM TC 116-PCD (1999): Concrete durability - An approach towards performance testing. *Materials and Structures*, Vol. 32, April 1999, pp 163-173.
- [11] Pichler, Th. (2024): Betonrecycling – mit Urban Mining zu einer funktionierenden Kreislaufwirtschaft – Dauerhaftigkeit und Nutzungskriterien. Arbeitstitel der Dissertation. Boku-University, 2024

- [12] Schneider U. und Horvath J. (2006): Brandschutz-Praxis in Tunnelbauten, Bauwerk-Verlag
- [13] Voit, K.; Hron, J.; Bergmeister, K. (2022): Das Potential rezyklierter Gesteinskörnung für einen nachhaltigen Betonbau. In: Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift 167. Wien
- [14] Maier, M.: Safety assessment of underground structures subjected to fire loading : from a fire spalling test recommendation towards a concrete spalling assessment procedure. Dissertation, Universität Innsbruck, 2018
- [15] Macha, M-P. (2024): Recycled Aggregate Concrete reinforced with a Novel Fiber Cocktail. PhD-Symposium Budapest, Boku-University, 08/2024
- [16] Bergmeister (2024): Klimaverträglichkeit und Kreislaufwirtschaft im Tunnelbau. Münchner Tunnelbausymposium 2024. Universität der Bundeswehr, München



KB-GROUP.COM

Bild: © Hermann Rupp

Denkmal, deine Ideen werden in Beton gegossen.

Auffahrt Tiefgarage Sparkasse Kempten | Kempten

Denkmal an deine Karriere.
Jetzt bewerben!

Augsburg

Göttingen

Kempten

Konstanz

München

Rīga

Stuttgart

Zagreb

Inserentenverzeichnis

Adolf Würth GmbH & Co. KG	27
bauart Konstruktions GmbH & Co. KG.....	41
Bergmeister Ingenieure GmbH.....	116
BSR Ingenieure GmbH	64
Büchting + Streit AG	86
Dr. Baumgärtner GmbH.....	52
henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH	95
ISP-Scholz Beratende Ingenieure AG	78
Konstruktionsgruppe Bauen AG.....	132
SCHWENK Zement GmbH & Co. KG.....	63
SSF Ingenieure AG.....	28
Suess Staller Schmitt Ingenieure GmbH.....	10
Technische Universität München, MPA BAU, Abt. Massivbau....	42
Wayss & Freytag Ingenieurbau AG	96
WTM Engineers GmbH.....	9
Zilch + Müller Ingenieure GmbH.....	115
ZPP Ingenieure AG	104

Digitale Version zum Download

Ergänzend zur gedruckten Fassung steht Ihnen zeitnah nach der Veranstaltung der vorliegende Tagungsband kostenfrei zum Download bereit. Nutzen Sie hierfür den Link oder scannen Sie den QR-Code.

Downloadlink:

<https://www.doi.org/10.14459/mbs28>

QR-Code:



Auf ein Wiedersehen am 21. November 2025
beim 29. Münchener Massivbau Seminar!