

25. Münchener Massivbau Seminar

19. November 2021



Leitung

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

© Förderverein Massivbau der TU München e.V. 2021

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 Dank gilt den an der Zusammenstellung und der Drucklegung des Tagungsbands beteiligten Mitarbeiterinnen des Lehrstuhls für Massivbau, Frau *Klara Winter* und Frau *Anneliese Spitzauer*, sowie der Offsetdruck Fischer GmbH in Kirchheim.

Vorwort

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

in diesem Jahr ist es mir eine besondere Ehre und ich freue mich sehr, Sie anlässlich unserer Jubiläumsveranstaltung, dem Münchener Massivbau Seminar 2021, an der Technischen Universität München (TUM) begrüßen zu dürfen.

Der Förderverein für Massivbau der TU München e.V. und der Lehrstuhl für Massivbau richten in diesem Jahr bereits zum 25. Mal das Münchener Massivbau Seminar (MBS) aus – ein Grund zum Feiern! Nach der Erstaufgabe 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. Zum Jubiläumstermin am 19. November 2021 richten wir uns wieder mit praxisrelevanten Beiträgen sowie aktuellen Entwicklungen aus Forschung, Planung und Bauausführung der verschiedensten Bereiche des Massivbaus insbesondere an planende und ausführende Ingenieurinnen und Ingenieure aus dem gesamten Konstruktiven Ingenieurbau.

Nach der Corona-bedingten Absage der Präsenzveranstaltung in 2020 und dem digitalen Ersatzformat („kleines“ 24. Münchener Massivbau Seminar) soll das traditionelle Treffen wieder fast in gewohnter Weise

stattfinden. So freue ich mich in diesem Jahr ganz besonders auf interessante Vorträge, auf anregende Gespräche mit einem intensiven und fruchtbaren fachlichen Austausch sowie auf die erfolgreiche Fortsetzung der Zusammenkunft der Massivbauer/-innen an der TUM. Das Seminar soll dabei vor allem auch wieder eine Brücke zwischen der Wissenschaft und der Praxis schlagen. Es bietet allen im Massivbau tätigen Ingenieuren/-innen eine Plattform für den fachlichen Austausch und will die Diskussion innovativer und ganzheitlicher Ingenieurlösungen anregen. Unser Fachprogramm spricht mit aktuellen Themen und neuen Entwicklungen im Stahlbeton- und Spannbetonbau forschende, planende und ausführende Ingenieure/-innen gleichermaßen an. 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 Wissenschaftlern und Wissenschaftlerinnen aus dem In- und Ausland sowie interessierten Studierenden.

Unsere Referenten/-innen aus Forschung und Praxis haben Tätigkeitsschwerpunkte im Brückenbau, im Ingenieur- und Tunnelbau sowie im Hoch- und Industriebau. Sie berichten über herausragende Bauprojekte, über besondere statisch-konstruktive Fragestellungen und vielversprechende Entwicklungen im konstruktiven Ingenieur- und Brückenbau sowie im Tief- und Tunnelbau – vom Entwurf, über die Planung und Realisierung bis hin zur Beurteilung und Ertüchtigung der bestehenden Bausubstanz. Zudem erhalten Sie wiederum einen Einblick in laufende Forschungsvorhaben und aktuelle Entwicklungen am Lehrstuhl für Massivbau und der angegliederten experimentellen Forschungseinrichtung, 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).

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 haben wir in diesem Jahr unmittelbar vor der Abendveranstaltung einen Baustellenbesuch zu den aktuell an den zukünftigen Haltepunkten Marienhof und Hauptbahnhof laufenden Baumaßnahmen der 2. S-Bahn Stammstrecke in das Programm integriert.

Bei allen Referenten, bei den Verfassern/-innen der Seminarbeiträge, den ausstellenden Firmen, allen Unterstützenden und Mitgliedern unseres Fördervereins Massivbau der TU München e.V., sowie bei den in die Vorbereitung und in 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 Erstellung des Tagungsbandes finanziell unterstützen.

- ▷ Bayerische Ingenieurekammer-Bau
- ▷ BBV Systems GmbH
- ▷ BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG
- ▷ Büchting + Streit AG
- ▷ Dhubal Software GmbH
- ▷ Dr. Baumgärtner GmbH
- ▷ Ernst & Sohn Wiley
- ▷ henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH

- ▷ Hilti Deutschland AG
- ▷ ISP Scholz Beratende Ingenieure AG
- ▷ Konstruktionsgruppe Bauen AG, Kempten
- ▷ Reguvis Fachmedien GmbH
- ▷ RIB Software SE
- ▷ SCHWENK Zement KG
- ▷ SOFiSTiK AG
- ▷ SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH
- ▷ Springer-Verlag GmbH
- ▷ SSF Ingenieure AG
- ▷ 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 „Massivbauer/-innen“ 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 25. November 2022, anlässlich des dann 26. Münchener Massivbau Seminars an der TUM zu besuchen.

O. Fischer

München, im November 2021

Inhalt

Ingenieurbaumaßnahmen des Eisenbahn-Großprojekts Daglfinger und Truderinger Kurve im Münchner Osten 7
Klaus-Peter Zellmer, Michelle Dewald

BIM@Autobahn - Der Weg zum BIM-Regelprozess in der Autobahn GmbH für Ingenieurbauwerke 19
Michael Breitenberger

Erweiterte Ansätze zum Nachweis gegen Spannungsrissskorrosion unter Einbeziehung einer Vorspannung in Brückenlängs- und Querrichtung 27
Matthias Wild, Oliver Fischer

Prognose der Schnittgrößen in Tunnelschalen aus Dehnungsmessungen - Grundlagen und Umsetzung, Kalibrierversuche im Tübbingversuchsstand und Monitoringergebnisse am realen Bauwerk 37
Fabian Rauch, Oliver Fischer

Untersuchungen und Erkenntnisse zur Verankerung und Übergreifung von Bewehrungsstäben - Fortschreibung von DIN EN 1992-1-1 49
Johannes Fröse, Oliver Fischer

Trajektorienorientierte Konzeption und Herstellung effizienter Strukturen aus gedrucktem Carbonkurzfaserbeton . . 61
Daniel Auer, Oliver Fischer

. 72

Deutschlandweit erste Segmentfertigteilbrücke mit geschliffenen Trockenfugen für die Anbindung des Terminal 3 am Flughafen Frankfurt/Main	73
Martin Hierl	
Realisierung der neuen „Airport Academy“ an der Air-Site West am Münchner Flughafen - bautechnische und statisch-konstruktive Herausforderungen im Betonbau.....	81
Markus Ott	
Besondere statische Aspekte der Generalinstandsetzung der Ludwigsbrücken in München.....	89
Otto Wurzer	
2. S-Bahn Stammstrecke in München - Bauabschnitt Ost und erste laufende Maßnahmen im westlichen Streckenabschnitt	101
Jörg-Rainer Müller	
Kramertunnel - statisch-konstruktive Besonderheiten der Innenschale und die Herausforderungen in einem Bergsturzbe- reich	111
Raphael Zuber, Philipp Adam	
Inserentenverzeichnis	121
Digitale Version zum Download.....	123

Ingenieurbaumaßnahmen des Eisenbahn-Großprojekts Daglfinger und Truderinger Kurve im Münchner Osten

Klaus-Peter Zellmer, Michelle Dewald



Dipl.-Ing. (FH) Klaus-Peter Zellmer

1987-1992 Studium Bauingenieurwesen, Fachhochschule Kiel

1992-2016 Bau-, Projekt- und Oberbauleiter für deutsche Baukonzerne zur Realisierung von Infrastrukturprojekten in Europa

seit 2016 Gesamtprojektleiter der Ausbaustrecke München–Mühldorf–Freilassing (ABS 38) und der Daglfinger und Truderinger Kurve (DTK), DB Netze



Michelle Dewald, M.Sc.

2009-2013 B.Eng. Bauingenieur, HTW Berlin

2013-2015 M.Sc. Bauingenieur, HTW Berlin

2016-2020 Projektleiterin und Sachgebietsleiterin für Instandhaltungsmanagement der Gleisanlagen U-Bahn, BVG

seit 2021 Leiterin der Daglfinger und Truderinger Kurve (DTK), DB Netze

Unter vielfältigen Infrastrukturprojekten befindet sich der Ausbau der Bahnstrecke München–Mühldorf–Freilassing (ABS 38) im vordringlichen Bedarf des Bundesverkehrswegeplans 2030. Neben mehreren Teilprojekten beinhaltet dieses Großprojekt den Neubau der Daglfinger Kurve und der Truderinger Kurve (DTK) im Münchner Osten. Mit dem Neubau der beiden Kurven verfolgt die DB Netz AG das Ziel, den Güterverkehr auf der Schiene attraktiver und kundenfreundlicher zu gestalten. Wie das Unternehmen zu diesem Zweck die Brücken-, Trog- und Tunnelbauwerke ingenieurstechnisch auszubilden und den Hüllgraben umzuleiten plant und was es dabei für Herausforderungen gibt, lesen Sie im Folgenden.

One of a number of large railway infrastructure projects making up the „Bundesverkehrswegeplan 2030“, the upgrade of the railway line between Munich, Mühldorf and Freilassing (ABS 38) is categorized as a project of highest priority (“vordringlicher Bedarf”), as is the construction of the new “Daglfinger Kurve und Truderinger Kurve (DTK)”. Numerous details have been included in the DB Netz AG’s plans in its goal to make the railway junction infrastructure in the east of Munich more attractive and customer friendly to rail freight operators. The following report outlines the design and technical details of the planned railway bridges, cuttings, and tunnels, as well as the diversion of the “Hüllgraben” canal in the northeast of Munich.

Einleitung

Die Ausbaustrecke München–Mühldorf–Freilassing (ABS 38) ist mehr als eine Baumaßnahme, denn sie umfasst ein Bündel aufeinander abgestimmter Teilprojekte. Drei dieser Teilprojekte sind der zweigleisige Ausbau der Verbindung Daglfing–Trudering sowie der Neubau der Daglfinger Kurve und der Truderinger Kurve (DTK).

Das Ziel der DTK ist es, zusätzliche attraktive und kundenfreundliche Laufwege, insbesondere für den Güterverkehr auf der Schiene, zu schaffen. Dies entlastet die bestehenden Laufwege über den Rangierbahnhof München-Ost und über den Münchener Südring. Dadurch verbessert sich der gesamte Eisenbahnverkehr im Münchener Osten.

Darüber hinaus ermöglichen die beiden Kurven eine effizientere Logistik für Güter aus dem Bayerischen Chemiedreieck zu den Nordseehäfen sowie in den Süden Richtung Brenner. Die Entflechtung von Personen- und Güterverkehr sorgt für mehr Kapazitäten und löst Engpässe auf. Mehr Verkehr von der Straße auf die Schiene zu verlagern und Schallschutzmaßnahmen nach den gesetzlichen Vorgaben entlasten zudem die Menschen und die Natur.

Zu diesem Zweck bindet die Daglfinger Kurve den Güterverkehr von der ABS 38 und aus dem Umschlagbahnhof München-Riem direkt an den Nordring an. Die Truderinger Kurve schafft zwischen München-Trudering und dem Umschlagbahnhof in München-Riem eine direkte Verbindung für den Güterverkehr aus Österreich und Italien über den Brenner.

Im Wesentlichen umfassen die Projekte DTK diese Maßnahmen:

- 25 km neue Gleise,
- 24 km Oberleitungen,
- 17 Trogbauwerke,
- 1,2 km Bahnstromleitung,
- neun Eisenbahnüberführungen,
- drei Bahnübergangsbeseitigungen und
- einen Bahnhof.

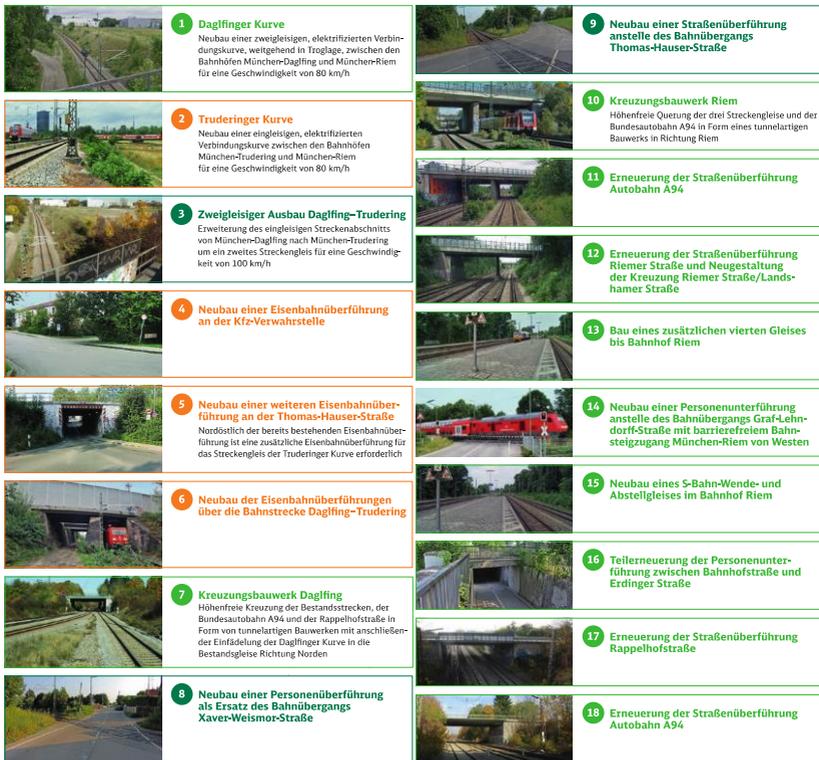


Abb. 1.1: Legende zu Abbildung 1

Bei der Realisierung dieser Maßnahmen ist innerhalb der DTK eine Vielzahl von Schnittstellenprojekten und Partnern zu berücksichtigen. Auch an jedem Kurvenende ist ein weiteres Schieneninfrastrukturprojekt geplant. So schließt sich am nördlichen Ende in Daglfing der viergleisige Ausbau der Strecke Daglfing–Johanneskirchen an, entweder ebenerdig oder mithilfe eines Tunnels. Diese beiden Varianten werden zurzeit untersucht. In Riem kommt der viergleisige Ausbau der Strecke München–Riem–Markt Schwaben hinzu. Im Bahnhof Trudering ist zusätzlich der Ausbau des Bahnhofs und im Anschluss daran der Ausbau des Brenner-Nordzulaufs geplant. In München-Ost kommen die zweite S-Bahn-Stammstrecke und das neue Betriebswerk der DB Regio Steinhausen hinzu.

Bestandsbrücken der BAB 94 in Daglfing und Riem

Zu den vielen Ingenieurbauwerken, die im Rahmen der DTK anzupassen oder zu erneuern sind, zählen insbesondere die Bestandsbrücken der Bundesautobahn (BAB) 94.

Bei der Bestandsbrücke der BAB 94 in Daglfing handelt es sich um eine einfeldrige Stahlverbundkonstruktion mit zwei in Längsrichtung getrennten Überbauten. Diese hat eine Gesamtlänge von 31,75 m und bleibt nach dem aktuellen Planungsstand im Bestand erhalten.

Die Bestandsbrücke der BAB 94 in Riem weist eine markante Schiefwinkligkeit von $\alpha = 45^\circ$ auf. Der Überbau als Deckbrücke spannt plattenartig und durchlaufend über drei Felder. Eine Längsfuge in der schlaß bewehrten Betonplatte des Überbaus ist zwischen den beiden Richtungsfahrbahnen der Autobahn nicht vorhanden. Sie lässt sich auch nachträglich nicht mit einem Längsschnitt durch die Platte herstellen, da die Bewehrungsführung in der Platte der schiefwinkligen Brückenform folgt. Ein Schnitt durch die Betonplatte würde zu einer Trennung der tragenden Bewehrung führen und die Tragfähigkeit der schiefwinkligen Platte zerstören. Aus diesen Gründen ist es technisch nicht möglich, die Überbauplatte halbseitig für eine mögliche bauzeitliche Verkehrsführung zu erhalten und zugleich die andere Überbauhälfte rückzubauen. [1]

Varianten des Neubaus an der BAB 94 in Riem

An der BAB 94 in Riem sehen die Planungen für die DTK vor, die Gleisanlagen von drei auf sieben Gleise zu erweitern. Dadurch kann das vorhandene Bauwerk unter Absicherung des erforderlichen Lichtraumprofils einschließlich des Raums für die Oberleitung in seiner derzeitigen Lage und Höhe nicht beibehalten werden. Der Grund dafür ist eine Änderung der Richtlinie zu Oberleitungsanlagen im Jahr 2019, nach der das benötigte Lichtraumprofil nach oben vergrößert werden muss. Zudem forderte die Autobahn GmbH, das neue Brückenbauwerk für eine spätere Erweiterung der BAB 94 auf ein sechsstreifiges Brückenbauwerk zu erweitern. Die Erweiterung der BAB 94 ist wie die DTK im Bundesverkehrswegeplan 2030 im vordringlichen Bedarf verankert. [2]

Während das Brückenbauwerk erneuert wird, sind der Schienenverkehr auf mindestens drei Gleisen und der Straßenverkehr auf der BAB 94 mit einer 4+0-Verkehrsführung aufrechtzuerhalten. Zu diesem Zweck hatte die DB Netz AG im Rahmen der Vor- und Entwurfsplanung sechs bauliche Varianten für das Brückenbauwerk erstellt.

Variante 1 besteht beispielweise aus zwei parallel angeordneten Stahlüberbauten, die über eine Stützweite von ca. 180 m verfügen. Die erforderliche Bogenhöhe liegt bei ca. 30 m. Diese Variante sieht für den Bau und den Endzustand der Eisenbahnverkehrsanlagen sowie der dazugehörigen Trog- und Rahmenbauwerke ein stützenfreies Bauwerk vor.

Zudem hatte die DB Netz AG fünf weitere Lösungen entworfen, die die Autobahn GmbH aus Straßensicht nicht als optimal ansah. Stattdessen forderte sie anstelle des derzeitigen Bauwerks eine Spannbetonverbundbrücke. Insgesamt unterschieden sich die Lösungsvariante 1 der DB Netz AG und die Forderungen der Autobahn GmbH in folgenden Punkten [3]:

Variante 1 der DB Netz AG:

- Stützenfrei im Gleisbereich (+),
- reduzierte Plattenstärke (+),
- keine Hilfsstützen als Baubehelf (+),
- weniger Gleissperrung (+),
- Unterhalt für Korrosionsschutz (-),
- Stadtbild (-).

Forderungen der Autobahn GmbH:

- Stadtbild (+),
- Kosten für den Unterhalt (+),
- Stützen im Gleisbereich (-),
- Stützen als Baubehelf (-),
- mehr Bauphasen mit Gleissperrung (-).¹

Nachdem die Änderung der Richtlinie im Jahr 2021 zurückgenommen wurde, untersuchte die DB Netz AG zusätzliche Lösungsansätze für das Brückenbauwerk an der BAB 94. Dabei ermittelte sie die Möglichkeit, das Brückenbauwerk zu erhalten und den Gleisbereich geringfügig abzusenken. Infolge dieser Maßnahme erhalten die Brückenfundamente eine konstruktive Aussteifung. Dieser Lösung stimmte auch die Autobahn GmbH zu.

¹ +: positive Auswirkungen, -: negative Auswirkungen

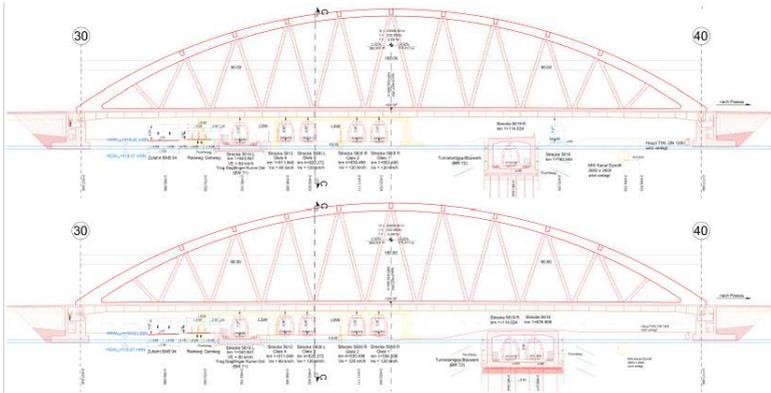


Abb. 2: Planungsstand der DB Netz AG für eine Stabbogenbrücke

Umleitung des Hüllgrabens

Eine weitere Herausforderung im Rahmen der DTK ist es, den Hüllgraben im Nordosten Münchens als Gewässer dritter Ordnung umweltgerecht zu gestalten und ihn in den Hachinger Bach einzuleiten. Um die Gleise der DTK höhenfrei herstellen zu können, müsste der Hüllgraben als Ingenieurbauwerk gedükert werden. Dies lässt die Europäische Wasserrahmenrichtlinie (2000/60/EG des Europäischen Parlaments) aus ökologischer Sicht allerdings nicht zu. Auch städtebauliche Entwicklungen sind nicht zu vernachlässigen, da die Stadt München weitere Wohnungsbaugebiete erschließt und entwickelt. Um all diese Aspekte zu berücksichtigen, sehen die Planungen vor, den Hüllgraben mit einer zusätzlichen Länge von 4.800 m durch den Ortsteil Trudering großräumig zu verlegen. Die Kosten dafür belaufen sich auf ca. 50 Mio. Euro.

Trog- und Tunnelbauwerke

Grundsätzliche stehen die vorhandenen Gleisanlagen im Münchener Osten unter Bestandsschutz und müssten aus bautechnischer Sicht nicht den heu-

tigen DB-Richtlinien entsprechen. Durch Baumaßnahmen an den Gleisanlagen im Rahmen der DTK entfällt dieser Bestandschutz allerdings, sodass die Richtlinien im Planungsgebiet künftig eingehalten werden müssen.

Da der Münchener Osten auf der sogenannten Münchener Schotterebene liegt, bietet er im Grunde einen ausgezeichneten Baugrund für Ingenieurbauwerke. Der hohe Grundwasserspiegel im Quartär in diesem Stadtteil erfordert allerdings besondere Maßnahmen. Denn aus eisenbahntechnischer Sicht müssen alle neu gebauten Gleise höhenfrei an die bestehenden Gleise angebunden werden. Dies erfordert wasserdichte Ingenieurbauwerke, wie zum Beispiel Trog- und Tunnelbauwerke. Die Abbildung 3 zeigt mithilfe der blauen Schattierung, in welchen Bereichen der DTK die DB Netz AG aus diesem Grund trog- und tunnelartige Bauwerke plant.



Abb. 3: Übersicht der Trog- und Tunnelbereiche im Rahmen der DTK

Um bei der Planung der DTK nicht gegen die Kategorien der Tunnelrichtlinie zu verstoßen, dürfen die Bereiche in den Rampen-, Trog- und Tunnel-

bauwerken nicht zu lang werden. Denn werden die Kategorien nicht beachtet, resultieren daraus höhere Anforderungen und ein zusätzlicher Kostensprung. Daher sehen die Planungen insgesamt ca. 4.000 m Trogbauwerke vor. Diese sind während der Bauausführung konstruktiv so zu gestalten, dass sie den laufenden Zugverkehr möglichst wenig einschränken, da täglich ca. 450 Züge in diesem Bereich fahren.

Bei der Ausgestaltung der Rampenbauwerke ist zu beachten, dass der Gleiskörper maximal eine Neigung von 12,5 ‰ haben darf. Dadurch werden alle Troglöcke hinsichtlich ihrer Länge, Breite und Höhe individuell geplant.

Fazit

In Deutschland benötigen Verkehrsinfrastrukturprojekte in der Regel mehrere Jahre von der Idee bis zur Realisierung. Bei der DTK geht die DB Netz AG von ca. 15 Jahren aus, auch wenn es sich dabei lediglich um zwei Kurven für den Güterverkehr handelt. Der Grund dafür besteht darin, dass sich solche Projekte zunächst als einfach konzipiert darstellen und erst im Laufe der detaillierter werdenden Planungen als äußerst komplexe Maßnahmen herausstellen. Lässt sich der Verkehr nicht stilllegen, umlegen oder umleiten, entsteht zudem die Herausforderung, gute ingenieurtechnische Lösungen zu entwickeln, die alle Aspekte berücksichtigen. So stiegen die Kosten für die DTK während der voranschreitenden Planungen aufgrund der zunehmenden Anforderungen von ca. 140 Mio. Euro auf ca. 860 Mio. Euro an.

Literatur

- [1] Afry Deutschland GmbH: Bericht zur Entwurfsplanung, 2020.
- [2] Bundesverkehrsministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Bundesverkehrswegeplan 2030, 2016.
- [3] Autobahn GmbH: Bauwerksplan einer Spannbetonverbundbrücke an der BAB 94, 2020.

Unser Team mit 25 qualifizierten Mitarbeitern plant und prüft anspruchsvolle Tragwerke im Hoch- Industrie-, Ingenieur- und Brückenbau.

Gutachten und die zertifizierte Sanierungsplanung 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



Sanierungsplanung



henke rapolder frühe
Ingenieurgesellschaft mbH

Leonrodstr. 52
80636 München

Tel. 089 . 27 82 55 - 0

info@hrf-ing.de
www.hrf-ing.de





Verbindungen für's Leben



Wayss & Freytag Ingenieurbau AG

Eschborner Landstraße 130-132 | 60489 Frankfurt am Main
Telefon: 069 7929-0 | Telefax: 069 7929-122
www.wf-ib.de | info@wf.bam.com

BIM@Autobahn – Der Weg zum BIM-Regelprozess in der Autobahn GmbH für Ingenieurbauwerke

Michael Breitenberger



Dr.-Ing. Michael Breitenberger

2005-2008 B.Sc. Bauingenieurwesen, TUM

2008-2010 M.Sc. Bauingenieurwesen, TUM

2009-2012 M.Sc. (hons) Computational Mechanics, TUM

2011-2017 Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Lehrstuhl für Statik, TUM

2017-2021 Geschäftsführer der BiM CC GmbH

Seit 2021 BIM Manager der Autobahn GmbH des Bundes

In der neu gegründeten Autobahn GmbH des Bundes wird das Planen, Bauen, Betreiben und Erhalten deutscher Autobahnen in einer Organisation gebündelt. Im Zuge des vor kurzem veröffentlichten Masterplan BIM Bundesfernstraßen wird BIM in der Autobahn GmbH über ein dreistufiges Phasenmodell implementiert und in einen Regelprozess überführt. In diesem Beitrag werden die Eckpfeiler für die Umsetzung der *Phase I – Aufbruch und Harmonisierung* in der Autobahn GmbH, im speziellen für den Ingenieurbau, kurz beschrieben.

Einleitung

Seit dem 1. Januar 2021 liegen die **Planung, Bau, Betrieb, Erhalt, Finanzierung und vermögensmäßige Verwaltung** deutscher Autobahnen in einer Hand – all das übernimmt nun die **Autobahn GmbH des Bundes** [1]. Ziel der Reform ist **schneller planen, effizienter bauen, betreiben und erhalten**. So soll die Leistungsfähigkeit der Autobahnen gestärkt werden, damit alle Autobahnnutzerinnen und -nutzer von einer modernen und sicheren Infrastruktur profitieren.

Die Autobahn GmbH vereint die **Vorteile einer zentral aufgestellten Organisation** mit den Stärken einer großen, regionalen Verankerung. Vieles lässt sich so **effizienter organisieren** – vor allem in Zentralfunktionen wie der länderübergreifenden Planung und der **Digitalisierung** im Allgemeinen, sowie im Speziellen die der **Kernprozesse** Planen, Bauen, Betreiben und Erhalten mit der **kooperativen, digitalen Arbeitsmethodik BIM**.

Die Implementierung und Etablierung der BIM-Arbeitsmethodik in die Organisation der Autobahn und deren Standorten richtet sich dabei nach den Inhalten des kürzlich veröffentlichten **Masterplan BIM Bundesfernstraßen** [2].

Die Eckpfeiler der konkreten Umsetzung von BIM in der Autobahn GmbH werden im Abschnitt *Phase I – Aufbruch und Harmonisierung in der Autobahn GmbH* kurz beschrieben.

Masterplan BIM Bundesfernstraßen

Der **Masterplan BIM Bundesfernstraßen** wurde Mitte Oktober 2021 vom BMVI veröffentlicht. Mit dem Masterplan stellt das BMVI eine **einheitliche Implementierungsstrategie** für BIM im Bundesfernstraßenbau bereit. Der Masterplan definiert das **gemeinsame Verständnis von BIM als kooperative, digitale Arbeitsmethode** und verfolgt mit der vollständigen Implementierung von BIM fünf **strategische Ziele** [1]:

- Wirtschaftlichkeit, Termin- und Kostenstabilität erhöhen,
- nachhaltig planen,
- Kommunikation durch Intensivierung des vernetzten Arbeitens verbessern,

- Datenkontinuität durch ein zentrales Datenmanagement verbessern und
- bundesweite Harmonisierung und Standardisierung der BIM-Methode sicherstellen.

Der Masterplan dient zudem als **Wegbereiter für das Zukunftsbild „Digitaler Zwilling Bundesfernstraßen“** welches die Digitalisierung und Optimierung der Betriebsphase auf Basis Digitaler Zwillinge fokussiert.

Phasenmodell der BIM-Implementierung

Der Masterplan sieht ein **dreistufiges Phasenmodell** (Abb. 1) für die BIM-Implementierung vor. Dieses stellt den zeitlichen Rahmen der notwendigen Weiterentwicklung und Ausprägung der BIM-Anwendungsfälle dar. Innerhalb der Phasen werden die BIM-Anwendungsfälle gestaffelt eingeführt. Dabei werden die priorisierten BIM-Anwendungsfälle in BIM-Pilotprojekten der Autobahn GmbH und der Auftragsverwaltungen der Länder auf Praxistauglichkeit geprüft und optimiert [2].

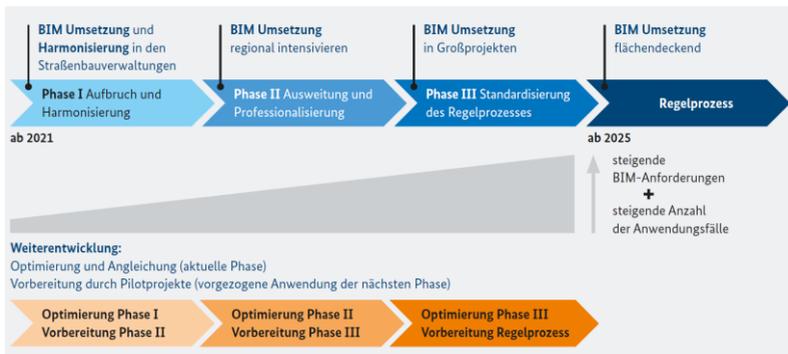


Abbildung 5: Dreistufiges Phasenmodell zur Einführung von BIM

Abb. 1: Dreistufiges Phasenmodell zur Einführung von BIM [2]

Zu den priorisierten BIM-Anwendungsfällen zählen die folgenden 8 Anwendungsfälle (AwF):

- AwF 010 – Bestandserfassung und -modellierung

- AwF 030 – Planungsvarianten bzw. Erstellung haushaltsbegründender Unterlagen
- AwF 040 – Visualisierung
- AwF 050 – Koordination der Fachgewerke
- AwF 080 – Ableitung von Planunterlagen
- AwF 100 – Mengen- und Kostenermittlung
- AwF 110 – Leistungsverzeichnis, Ausschreibung
- AwF 190 – Projekt- und Bauwerksdokumentation

Die Steckbriefe zu diesen AwF sind im Rahmendokument zum Masterplan „Steckbriefe der Anwendungsfälle“ unter [2] nachlesbar.

Phase I – Aufbruch und Harmonisierung in der Autobahn GmbH

Für die Umsetzung der BIM-Methodik wird die Neugründung der Autobahn GmbH genutzt, um BIM-spezifische Aspekte frühzeitig in der Organisation und der IT-Infrastruktur zu verankern. Derzeit werden folgende übergeordnete BIM-Ziele prioritär verfolgt:

- **Einheitliche Projektentwicklung** in der Autobahn und **Verzahnung der Niederlassungen**
- Einheitlicher **durchgängiger, fachübergreifender Informationsfluss** und **Verschlinkung der Kernprozesse** durch zentrale Datenhaltung und digitale Arbeitsweisen
- Automatisierung sowie Erhöhung der Agilität durch flexible Software und Hardwareleistung in der Cloud

Für die Erreichung dieser Ziele setzt die Autobahn auf **ein zentrales Datenmanagementsystem** mit einheitlichen Oberflächen, sowie Anbindung verschiedener Cloudservices und Umsystemen, wie beispielsweise Software für Ausschreibung, Geoinformationen, etc. In diese gemeinsame Datenumgebung, der sogenannten CDE (Common Data Environment), werden für die Projektentwicklung alle relevanten Auftragnehmer über ein einheitliches Rollen- und Rechtssystem eingebunden.

Des Weiteren werden derzeit in der Autobahn GmbH **einheitliche Vorlagen für die Auftraggeber Informationsanforderungen (AIA) und Besondere Vertragsbedingungen (BVB) für die Autobahn GmbH** entwickelt und zur Verfügung gestellt. Diese Dokumente definieren die zum jeweiligen Zeitpunkt festgelegten **Leitplanken für BIM in den BIM-Projekten der Autobahn GmbH**. Die Autobahn GmbH nutzt die Phase I vor allem, um interne Prozesse zu implementieren, pilotieren und etablieren. Des Weiteren werden Schnittstellen nach außen definiert und das vor allem hinsichtlich des Gesichtspunktes der Skalierung.

BIM für Ingenieurbauwerke

Neben der allgemeinen Projektabwicklung und den allgemeinen AwF der Koordination der Fachgewerke und Visualisierung, sowie der modellbasierten Kommunikation stehen für Ingenieurbauwerke vor allem die Konkretisierung folgender AwF im Fokus

- LOD für Bestandserfassung und -modellierung
- Ableitung von Planunterlagen
- Mengen- und Kostenermittlung
- Leistungsverzeichnis, Ausschreibung
- Projekt- und Bauwerksdokumentation

Dabei rücken die Klassifizierung und Attribuierung von Bauteilen, welche der Autobahn GmbH wichtig sind, in den Fokus. Ein weiterer zentraler Punkt ist die **Entwicklung der Bauwerksplanungen an BIM-Modellen**. Dabei wird eine Strategie für eine effiziente und assoziative Ableitung von Planunterlagen verfolgt. Die Thematik ist beispielhaft und vereinfacht in den folgenden Abbildungen dargestellt.

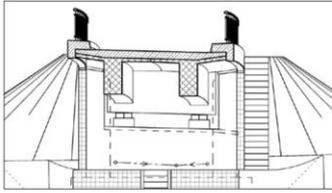


Abbildung 2: Geometrisch exakte Schnittdarstellung abgeleitet aus dem Modell (© Schüßler-Plan)

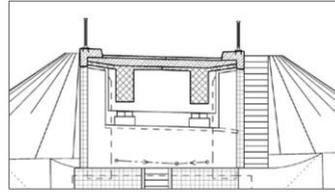


Abbildung 3: Geometrisch idealisierte Schnittdarstellung gemäß bestehender Konventionen (© Schüßler-Plan)

Abb. 2: Planableitungen aus Modellen und Gegenüberstellung zu konventionellen Darstellungen [2]

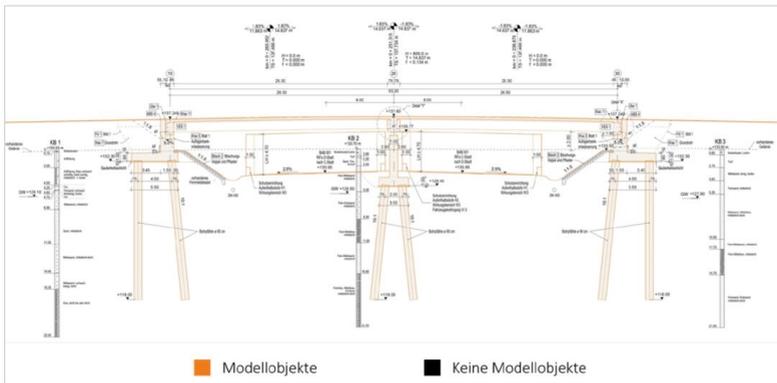


Abb. 3: Planableitungen aus Modellen [2]

Fazit

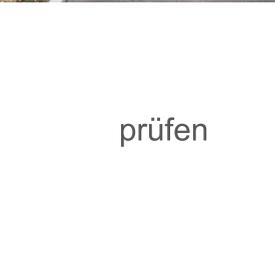
Die Autobahn GmbH bereitet sich derzeit intensiv vor, um für die anstehenden Herausforderungen, welche sich aus dem **BIM Masterplan Bundesfernstraßen ergeben, gewappnet zu sein**. Hierfür werden vor allem gezielt Prozesse implementiert und in diversen Projekten pilotiert. Des Weiteren werden einheitliche **vertragliche BIM-Grundlagen für die Autobahn GmbH erarbeitet**, um von Beginn an möglichst präzise formulierte Anforderungen bereitzustellen zu können und eine **effektive BIM-Umsetzung zu ermöglichen**. Hierfür strebt die Autobahn GmbH den Austausch mit Vertretern der Projektbeteiligten an und setzt auf eine aktive interne Begleitung der BIM-Projekte.

Literatur

- [1] Autobahnreform, in: autobahn.de, <https://www.autobahn.de/die-auto-bahn/autobahnreform>, letzter Zugriff 08.10.2021
- [2] Masterplan BIM Bundesfernstraßen, Digitalisierung des Planens, Bauens, Erhaltens und Betriebens im Bundesfernstraßenbau mit der Methode Building Information Modeling (BIM), <https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/StB/masterplan-bim-bundesfernstrassen.html>



beraten



prüfen



steuern



überwachen



planen



Unser Leistungsspektrum:

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

Erweiterte Ansätze zum Nachweis gegen Spannungsrissskorrosion unter Einbeziehung einer Vorspannung in Brückenlängs- und Querrichtung

Matthias Wild, Oliver Fischer



Dipl.-Ing. (FH) Matthias Wild, M.Sc., MBA

2007 Dipl.-Ing. (FH), Bauing., OTH Regensburg
2009 M.Sc., Bauingenieurwesen, TUM
2009-2016 Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Lehrstuhl für Massivbau, TUM
2015 MBA, Engineering Management, WBH Darmstadt
2016-2018 Bauingenieur/Consultant, matrices engineering
2018-2020 Technischer Leiter Geotechnik, DYWIDAG
seit 01.2021 Technical Director Post-Tensioning, DYWIDAG



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

Studium Bauingenieurwesen, TUM, Diplom 1988
1989-1995 Wissenschaftlicher Assistent, Universität der Bundeswehr München, Promotion 1994
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 Prüfingenieur und EBA-Prüfer

Die Zustandsbeurteilung von Bestandsbrücken erfordert je Schädigungsszenario ein individuelles Bewertungskonzept. Schädigungsprozesse, welche zu einem spröden Versagen führen, wie z.B. ein fortschreitender Spannstahlausfall durch Spannungsrissskorrosion (SpRK), sind hierbei besonders kritisch zu betrachten. In diesem Beitrag werden Einflussfaktoren auf die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Längstragrichtung diskutiert und eine Optimierung der Nachweisformate vorgeschlagen. Auf Basis eines stochastischen Ansatzes wird zudem ein praxistaugliches Bewertungskonzept für die SpRK-Gefährdung in Quertragrichtung vorgestellt.

The condition assessment of existing bridges requires an individual assessment concept for each damage scenario. Damage processes which lead to a brittle failure, such as successive prestressing steel failure due to stress corrosion cracking (SCC), are to be considered particularly critical. In this paper, parameters influencing the assessment of the risk of stress corrosion cracking in the longitudinal direction are discussed and an optimization of the assessment method is proposed. A practical evaluation concept, based on a stochastic approach, for the risk of prestressing steel failure due to SCC in the transverse direction will also be shown.

Einleitung

Die grundsätzliche Problematik der SpRK war bekannt, jedoch erst die ersten Schadensfälle mit verzögerten Spannstahlbrüchen nach langjähriger Nutzung um das Jahr 1990 führten zu einer neuerlichen Sensibilisierung für die SpRK-Problematik. Die Einführung der ersten Empfehlungen zur Beurteilung von SpRK-gefährdeten Brücken [1] im Jahr 1993 ermöglichte erstmals eine einheitliche Beurteilung der SpRK-Gefährdung von Spannbetonbrücken auf Basis eines querschnittswisen Nachweises. In sämtlichen Einzelquerschnitten ist hierbei ein Ankündigungsverhalten (Stichwort „Riss-vor-Bruch“) nachzuweisen. Da ein solcher Nachweis gerade in gering biegebeanspruchten Bereichen häufig nicht gelingt, dort aber für ein kritisches Szenario sehr viele Drahtbrüche erfolgen müssen, wurde in [2] ein stochastischer Nachweis auf Systemebene entwickelt, welcher in vereinfachter Form in die „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“

(HA-SpRK) [3] implementiert wurde. Insbesondere bezüglich des angesetzten Verkehrslastniveaus bietet die HA-SpRK Optimierungsmöglichkeiten. Zudem ist das aktuell definierte Vorgehen i.d.R. in Brückenquerrichtung nicht zielführend anwendbar. Nachfolgend wird daher auch ein praxistaugliches Bewertungskonzept für die SpRK-Gefährdung in Quertragrichtung vorgestellt.

Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenlängsrichtung

Die „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ [3] erweist sich als essenziell für eine schnelle Beurteilung der Vielzahl an SpRK-gefährdeten Brücken. Für etwa 35 % der Bauwerke lässt sich jedoch kein positives Beurteilungsergebnis erzielen [4]. Es stellt sich die Frage, ob die Ursache einer negativen Beurteilung durch die Methodik oder das tatsächliche Bauwerksverhalten begründet ist. Aus diesem Grund wird in [5] der Einfluss von objektbezogenen Eingangsparameter (z.B. der Verkehrslast) und verfahrensabhängigen Kenngrößen (z.B. der Berücksichtigung des statisch unbestimmten Anteils der Vorspannung bzw. stochastischer Kenngrößen) auf den SpRK-Nachweis diskutiert und daraus allgemein gültige Empfehlungen für eine verbesserte Vorgehensweise zur SpRK-Beurteilung in Brückenlängsrichtung abgeleitet. In diesem Beitrag wird an dieser Stelle der Fokus auf die Verkehrslast gelegt.

Die absolute Verkehrsbelastung geht sowohl in die Ermittlung der Restspannstahlfläche bei Rissbildung (häufige EWK) als auch in den Nachweis der Resttragfähigkeit (charakteristische EWK) ein. Wie in Abb. 1 dargestellt führt ein geringeres objektspezifisches Lastniveau zu einem Absinken beider Kurven, welche die Restspannstahlmengen repräsentieren. Der Einfluss der absoluten Verkehrsbelastung auf die Beurteilung des Ankündigungsverhaltens (AKV) ist daher in einem praxisüblichen Verkehrslastbereich sehr gering.

Ein höheres Beanspruchungsniveau der häufigen EWK zur Ermittlung des Erstrisses im Beton geht hingegen nur in die erste Stufe des zweistufigen Nachweises ein (vgl. Abb. 1) und führt daher zu einem deutlich verbesserten Ankündigungsverhalten. Ein gegebenenfalls vorliegendes höheres häufiges Verkehrslastniveau sollte daher im Nachweis berücksichtigt werden. Dies kann zur Umwandlung eines Querschnitts ohne AKV zu einem mit

AKV führen. Da meist (auch) gering belastete Querschnitte kein AKV aufweisen, ist im querschnittswisen Nachweis lediglich von einer geringen Verbesserung auszugehen. Die Erhöhung des Restspannstahls bei Rissbildung, die sich bei höherer häufiger EWK ergibt, in stark ausgenutzten Bereichen führt jedoch zu einer signifikanten Verbesserung beim stochastischen Verfahren. Die geringere Differenz zwischen dem ursprünglich vorhandenen Spannstahl und dem Restspannstahl bei Rissbildung sowie die große Differenz der beiden Restspannstahlmengen führt bei einer Bruchsimulation auf Systemebene zu einer höheren Wahrscheinlichkeit eines positiven Ergebnisses, d.h. einer Ankündigung des Versagens durch Rissbildung.

Bei kritischen Bauwerken wird empfohlen, objektspezifische Einwirkungen für eine realitätsnahe Beurteilung zu berücksichtigen. Dies wird derzeit an den Bauwerken 40/45 und 46 der BAB 95 (Kreuzhofbrücken) durch den Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München in Zusammenarbeit mit der Büchting+Streit AG umgesetzt.

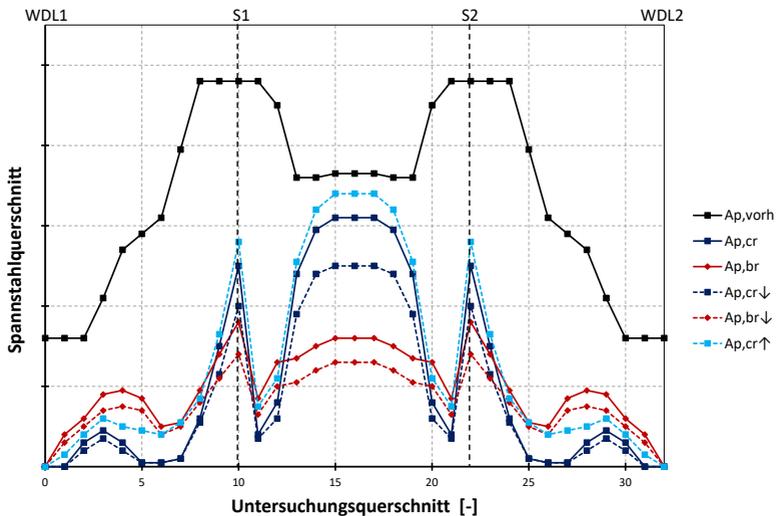


Abb. 1: Exemplarische Darstellung der ursprünglichen Spannstahlfläche A_p , der Restspannstahlfläche bei Rissbildung $A_{p,cr}$ und des erforderlichen Spannstahls $A_{p,br}$ an einem 3-Feld-Brückenbauwerk in Längstragrichtung mit unterschiedlichen Verkehrslastniveaus

Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung

Das Nachweisverfahren gemäß HA-SpRK [3] wird allgemein als „Rissvor-Bruch“-Kriterium bezeichnet. Diese Bezeichnung impliziert eine visuell erkennbare Schadensankündigung vor dem Erreichen eines potentiell kritischen Schädigungszustandes. In Brückenlängsrichtung hat sich dieses Verfahren bewährt. In Brückenquerrichtung ist (abgesehen von den Querträgern) meist nur die Fahrbahnplatte vorgespannt. Die Oberseite des Betonquerschnitts ist im Regelfall durch die Abdichtung und den Fahrbahnbelag überdeckt. Der einsehbare Anteil der Betonoberfläche, an welcher eine Rissbildung visuell erkannt werden kann, ist daher stark eingeschränkt. Entsprechend kann im Regelfall der Nachweis des Ankündigungsverhaltens nach HA-SpRK [3] für die Brückenquerrichtung nicht erfolgreich geführt werden. Um ergänzend zur aktuellen Fassung der HA-SpRK [3] zukünftig auch für die Brückenquerrichtung die SpRK-Gefährdung systematisch beurteilen zu können, wurde in [5] ein indirektes Verfahren auf stochastischer Basis entwickelt, welches die Erkenntnisse aus der Gefährdungsbeurteilung von Spannbetonbrücken in Längstragrichtung in die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Quertragrichtung einbindet.

Im ersten Schritt wurde hierzu in [5] ein auf der sicheren Seite liegendes generisches Längssystem identifiziert. Über eine Vielzahl an Monte-Carlo-Simulationen erfolgte mit Hilfe dieses Systems eine empirische Ermittlung der Verteilungsdichte des Restspannstahlquerschnitts beim Auftreten eines Ereignisses (AKV oder Bruch). Die Information zum Restspannstahlquerschnitt beim Auftreten eines „Signals“ in Brückenlängsrichtung dient im Folgenden als Basis für eine Risikoabschätzung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung. Diese Grundlage wurde mit realen Brückenbauwerken verglichen und verifiziert. Im zweiten Schritt wird am konkret zu bewertenden Bauwerk der statisch erforderliche Restspannstahlquerschnitt zur Sicherstellung der rechnerischen Tragfähigkeit bzw. der rechnerische Restquerschnitt bei Auftreten eines AKV ermittelt. Am Quersystem wird dann in den diskreten Untersuchungspunkten eine Simulation von Spannstahlbrüchen durchgeführt. Nach Abschluss hinreichend vieler Simulationsdurchläufe wird die Anzahl der Spannstahlbrüche bis zum Auftreten eines Ereignisses in Form einer Verteilungsdichtefunktion dargestellt und der Verteilungsdichtefunktion der Längstragrichtung gegenübergestellt (vgl. Abb. 2).

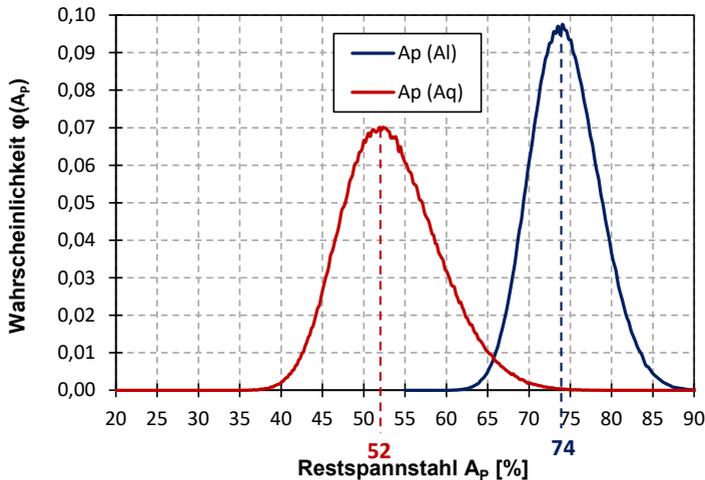


Abb. 2: Verteilungsdichtefunktion des Restspannstahls in Brückenlängsrichtung $A_p(A_l)$ und des statisch erforderlichen Spannstahls in Brückenquerrichtung $A_p(A_q)$ (exemplarisch, normiert auf Prozent)

Die Bewertung der Ergebnisse der Bruchsimulationen erfolgt über ein Faltungsintegral. Vereinfacht ausgedrückt liefert uns die Erfahrung aus der Brückenlängsrichtung eine abgesicherte minimale Restspannstahlmenge. Diese wird dem in Brückenquerrichtung erforderlichen Spannstahl gegenübergestellt. Die Überführung des Längs- in das Quersystem erfolgt hierbei ausschließlich über die materialabhängig identische Auftretenswahrscheinlichkeit eines Spannstahlbruchs und nicht über einen statischen Zusammenhang, wie im Nachweisverfahren für die Brückenlängsrichtung.

Die Wahrscheinlichkeit der Unterschreitung des minimal erforderlichen Spannstahlquerschnitts (quer) auf Basis der Annahme der vorhandenen Spannstahlmenge aus der allgemeinen Betrachtung der Längsrichtung wird durch ein Faltungsintegral berechnet. Die bestimmte Wahrscheinlichkeit erlaubt die direkte Gefährdungsbeurteilung des betrachteten Brückenquersystems durch eine Gegenüberstellung der berechneten Wahrscheinlichkeit mit einem angesetzten Grenzwert von 10^{-4} , analog zur Vorgehensweise in Längstragrichtung.

Voraussetzung für die Anwendung dieses Verfahrens ist, dass bei den Spanngliedern der Längs- und der Quervorspannung ähnliche Korrosionsraten zu erwarten sind. Hiervon kann in der Regel ausgegangen werden, insbesondere auch da sowohl für die Längs- als auch für die Quervorspannung dieselben SpRK-gefährdeten Spannstahltypen und vergleichbare Spannverfahren zum Einsatz kamen.

Die beschriebene Vorgehensweise ermöglicht die Beurteilung der SpRK-Gefährdung in Brückenquerrichtung und kann neben der Fahrbahnplatte auch äquivalent auf die Beurteilung der vorgespannten Bodenplatte eines Kastenquerschnitts oder auch auf vorgespannte Stützquerträger übertragen werden.

Einsatz von Monitoring bei der SpRK-Beurteilung

Dem Nachweis des Ankündigungsverhaltens wird allgemein das „Rissvor-Bruch“-Kriterium zugrunde gelegt. Hierbei erfolgt die Detektion von Spannstahlbrüchen über die indirekte Methode der visuellen Erfassung von Rissbildungen im Beton. Der Nachteil dieser Methode besteht darin, dass zur Erzeugung eines Ankündigungssignals in der Regel zahlreiche Spannstahlbrüche in einem Querschnitt erforderlich sind. Alternativ bzw. ergänzend zur visuellen Detektion einer Rissbildung durch einen Bauwerksprüfer können jedoch auch geeignete Monitoringverfahren eingesetzt werden, um mögliche Ankündigungssignale zu registrieren.

Ein grundlegendes Ziel der Anwendung von Monitoringverfahren zur SpRK-Beurteilung besteht darin, eine Versagensvorankündigung möglichst frühzeitig zu erfassen, sodass ggf. ein größerer Restspannstahlquerschnitt bei Versagensankündigung berücksichtigt werden kann. Auf diese Weise kann ggf. auch in Querschnitten ein Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden, die bei einer konventionellen visuellen Überprüfung auf ein „Rissvor-Bruch“-Verhalten kein Ankündigungsverhalten aufweisen. Weiterhin können mit einem Monitoring Unsicherheiten bei der Erfassung von Ankündigungssignalen minimiert werden.

Neben dem Monitoring des Schadensfortschritts kann, z.B. über ferromagnetische Verfahren, der IST-Zustand aufgenommen werden.

In [5] ist der Einsatz von Monitoring bei der SpRK-Beurteilung detailliert beschrieben. Exemplarische sind folgende Messverfahren zur Überwachung eines Schadensfortschritts genannt:

- Drahtbruchmessung; Schallemissionsanalyse (SEA)
- Dehnungsmessung; Dehnmessstreifen; Faseroptische quasi-kontinuierlich messende Sensoren (vgl. auch [6])

Die Auswertung und Visualisierung der Messdaten kann via state-of-the-art online Plattformen, wie der Infrastructure Intelligence von DYWIDAG, erfolgen. Bei einem kritischen Beurteilungsergebnis hinsichtlich der SpRK-Gefährdung wird empfohlen, geeignete Monitoringmaßnahmen einzusetzen. Insbesondere wenn das Brückenbauwerk keine anderen signifikanten strukturellen Mängel aufweist, kann durch gezieltes Monitoring im Idealfall von kostenintensiven Finanzinvestitionen für akute Instandsetzungsmaßnahmen bzw. einen Ersatzneubau abgesehen werden.

Fazit

Der tatsächliche Zustand des alternden Brückenbestands in Deutschland muss systematisch und realitätsnah bewertet werden. Für die Spannungsrisssproblematik ermöglicht die „Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion“ [3] eine systematische Zustandsbewertung in Brückenlängsrichtung. Ergänzend zum ursprünglichen Nachweisformat kann unter Berücksichtigung des tatsächlichen Verkehrslastniveaus und durch gezielte eingesetzte Monitoringmaßnahmen objektbezogene eine realistischere Beurteilung erfolgen.

Die Lücke eines fehlenden Bewertungskonzepts für die Brückenquerrichtung wurde in [5] durch ein indirektes Verfahren auf stochastischer Basis geschlossen. Folglich können Bestandsbauwerke nun umfänglich bezüglich ihrer SpRK-Gefährdung eingestuft werden.

Eine aktuelle Zusammenfassung zur SpRK-Problematik und deren Nachweiskonzepten kann [7] entnommen werden.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr (BMV): Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden. 1993.
- [2] Lingemann, J.: Zum Ankündigungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrisskorrosion, Dissertation, Technische Universität München, 2010.
- [3] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), Abteilung Straßenbau und Straßenverkehr: Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion). 2011.
- [4] Fischer, O. et al.: Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 2, Verlag Ernst & Sohn, S. 107-127. 2014.
- [5] Wild, M.: Zur Beurteilung des Zustands von Brücken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrisskorrosion, Dissertation, Technische Universität München, 2021. (eingereicht)
- [6] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepaz, S.: Quasi-kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. In: Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 3, Verlag Ernst & Sohn, S. 150-159.
- [7] Lingemann, J.; Fischer, O.; Wild, M.: Spannungsrisskorrosion bei Massivbrücken. In: Hegger, J. und Mark, P. (Hrsg.): Stahlbetonbau-Fokus: Brückenbau, Beuth Verlag, 2021, Abschnitt H, S. H.1-H.47.



Bauwerke erhalten – Ressourcen schonen.

© Alessandra Schellhegger/
Süddeutsche Zeitung Photo

Bei der Instandsetzung ist WTM Engineers zuverlässiger Partner. Von der Nachrechnung über Bauwerksprüfung und Bauwerksdiagnostik bis zur Planung und Überwachung – wie hier bei den Ludwigsbrücken: Mit kühnen Ideen die Zukunft gestalten.

Prognose der Schnittgrößen in Tunnelschalen aus Dehnungsmessungen – Grundlagen und Umsetzung, Kalibrierver- suche im Tübbingversuchsstand und Moni- toringergebnisse am realen Bauwerk

Fabian Rauch, Oliver Fischer



Fabian Rauch, M.Sc.

2017 B.Sc. Bauingenieurwesen, TUM
2019 M.Sc. Bauingenieurwesen, TUM
Seit 11.2019 Wissenschaftlicher Mitarbeiter,
Lehrstuhl für Massivbau TUM



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

Studium Bauingenieurwesen, TUM, Diplom 1988
1989-1995 Wissenschaftlicher Assistent, Universität
der Bundeswehr München, Promotion 1994
1996-2009 Verschiedene Fach- und Führungs-
positionen in der Bauindustrie im In-/Ausland
2007 Diplomwirtschaftsingenieur, Univ. Hagen
Seit 10.2009 Ordinarius Massivbau, TUM
Seit 2011 Prüflingenieur und EBA-Prüfer

Der innerstädtische Tunnelneubau der Linie U5 in Frankfurt am Main wird maschinell aufgeföhren. Vor allem ein über dem Tunnel geplantes Hochhaus führt rechnerisch zu sehr hohen Beanspruchungen in der Tunnelschale. In einem Strukturmonitoring werden deshalb Dehnungen innerhalb der Tunnelschale gemessen, auf die Schnittgrößen rückgerechnet und deren Entwicklung beobachtet.

Das Monitoringprojekt beinhaltet zwei Messtübbingringe, sowie begleitende Kalibrierversuche im Originalmaßstab im Tübbingversuchsstand und weitere Materialversuche.

Die Auswertungen zeigen: Einerseits können mit den Kalibrierversuchen die Eignung des Monitoringkonzepts belegt und die Messungen kalibriert werden. Andererseits kann in-situ die Entwicklung der Schnittgrößen zuverlässig und dauerhaft beobachtet werden.

The new tunnels for the U5 line in Frankfurt am Main are shield driven. In particular, a high-rise building planned above the tunnel leads to very high stresses in the tunnel lining. In a structural monitoring project, therefore, strains within the tunnel lining are measured, recalculated to the internal forces and their development observed.

The monitoring project includes two measuring segments, as well as accompanying full-scale calibration tests in the segment test rig and further material tests.

The evaluations show: On the one hand, the suitability of the monitoring concept can be proven and the accuracy of the internal force calculation can be quantified with the calibration tests. On the other hand, the development of the internal forces can be reliably and permanently observed in-situ.

Einleitung

Bei der Berechnung und Bemessung von Tunnelschalen finden aufgrund der Unsicherheiten hinsichtlich der tatsächlich einwirkenden Lasten häufig allgemeine und konservative Lastansätze Anwendung [1].

Auch die Bemessung der maschinell vorgetriebenen Tunnels der zweigleisigen Verlängerung der Stadtbahnlinie U5 in Frankfurt am Main erfolgte mit solchen Lastansätzen. Dabei musste die für die Stadt typischen Hochhausbebauung oberhalb der Tunnels berücksichtigt werden, was rechnerisch zu sehr hohen Beanspruchungen in der Tunnelschale führte [1].

Die Tunnelschale wird deshalb messtechnisch überwacht. Dehnungsmessungen innerhalb der Schale dienen dazu Belastungsänderungen zu erkennen und die zeitliche Entwicklung der Schnittgrößen zu beobachten [2]. Die Messungen erfolgen an zwei mit umfangreicher Messtechnik ausgestatteten Messtübbingringen. Begleitende Großversuche im Tübbingversuchsstand und weitere Kleinversuche dienen zur Überprüfung der Eignung des Monitorings und zur Kalibrierung der Messung, belegen die erforderliche hohe Genauigkeit und ermöglichen die Quantifizierung der statistischen Streubreite der Ergebnisse.

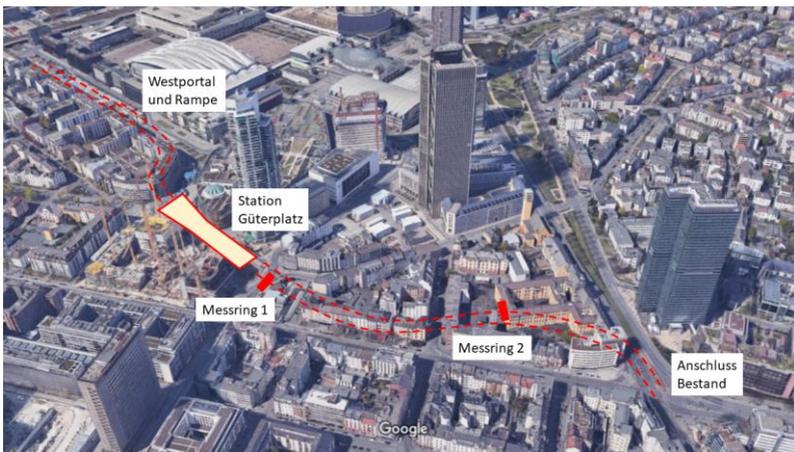


Abb. 1: Lageplan mit Messring 1 (Südröhre) und Messring 2 (Nordröhre)

Grundlagen und Umsetzung

Ziel des Monitorings ist es aus den Dehnungsmessungen in der Tunnelschale mit hoher Aussagekraft auf die Schnittgrößen rückzurechnen. Dazu soll die Normalkraft mit einer maximalen Abweichung von 10 Prozent und das Moment mit einer maximalen Abweichung von 25 Prozent bestimmt werden [3].

Die Dehnungen werden an diskreten Stellen entlang des Ringumfangs gemessen. An jeder dieser Stellen sind über die Schalenhöhe bis zu drei Dehnungsmessgeber positioniert, wie in Abb. 2 dargestellt ist. Dort ist es möglich auf die Schnittgrößen rückzurechnen und davon ausgehend Rückschlüsse auf den Schnittgrößenverlauf entlang des gesamten Ringumfangs zu ziehen.

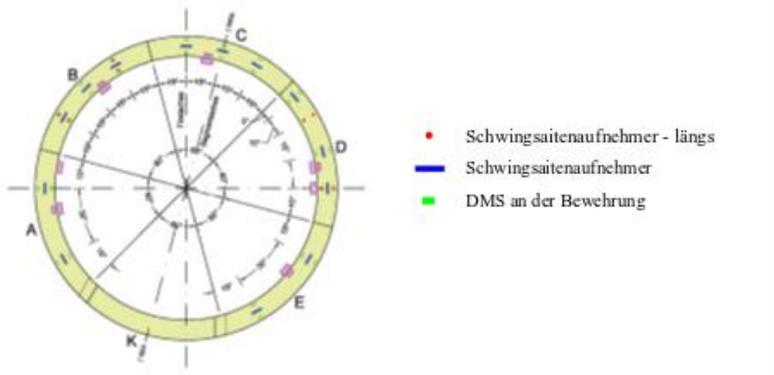


Abb. 2: Schematische Darstellung eines Messtübbingrings mit Messtechnik

Das Monitoringprojekt setzt sich aus mehreren Bestandteilen zusammen:

- Konzeption des Messsystems, Auswahl der Messtechnik und Herstellung der Messtübbingringe
- Kalibrierversuche an Tübbingsegmenten im Tübbingprüfstand
- Begleitversuche zur Bestimmung eines geeigneten Materialmodells, besonders hinsichtlich des zeitabhängigen Materialverhaltens

- Theoretische Untersuchungen unter anderem zu Einflüssen, die nicht in Versuchen abgebildet werden können, sowie zur Übertragung der Laborversuche auf die in-situ Messungen
- Quantifizierung der statistischen Streubreiten der Mess- und Rückrechnungsergebnisse zur Sicherung belastbarer Ergebnisse
- Rückrechnung von Dehnungsmessungen innerhalb der Tunnel-schale auf die Schnittgrößen

Grundlegende Aspekte der Messtechnik und des Messkonzepts, sowie theoretische Zusammenhänge enthält bereits [3], weshalb im Folgenden auf die Kalibrierversuche und In-situ-Monitoringergebnisse eingegangen wird.

Kalibrierversuche am Tübbingversuchsstand

Der Tübbingversuchsstand in der Prüfhalle des Materialprüfamtes der Technischen Universität München (MPA BAU) ist eine Einrichtung zur Belastung und Prüfung von Tübbingsegmenten im Originalmaßstab.

Der Tübbingversuchsstand ermöglicht eine zweiachsiale Belastung des Segmentes. Dazu dienen ein horizontales und drei vertikale Pressenpaare. Durch die aktive Regelung von zwei getrennten Hydraulikkreisläufen können beliebige Belastungskombinationen auf das Segment aufgebracht werden. Umfangreiche Messtechnik erfasst hochfrequent das Trag- und Verformungsverhalten des geprüften Segments. Es kommen konventionelle Aufnehmer wie DMS und Kraftmessdosen zur Erfassung von Verformungen, Kräften und Dehnungen, sowie die faseroptische Dehnungsmessung [4] zum Einsatz. Durch einen speziellen Aufbau ist es bei Bedarf möglich eine aufgebrachte Belastungskombination über einen beliebig langen Zeitraum aufrecht zu erhalten, um Dauerstandeffekte zu erzeugen und diese analysieren zu können.

Im Tübbingversuchsstand werden für das aktuelle Monitoringprojekt zwei zusätzlich zu den Messringsegmenten hergestellte und messtechnisch gleich bestückte Kalibriersegmente geprüft. Mit den Kalibrierversuchen werden unter anderem folgende Ziele verfolgt:

- Kalibrierung der Messsensorik
- Validierung des Monitorings und des Rückrechnungskonzepts

- Analyse von Dauerstandeffekten im Originalmaßstab
- Quantifizierung der statistischen Streubreite der Rückrechnung

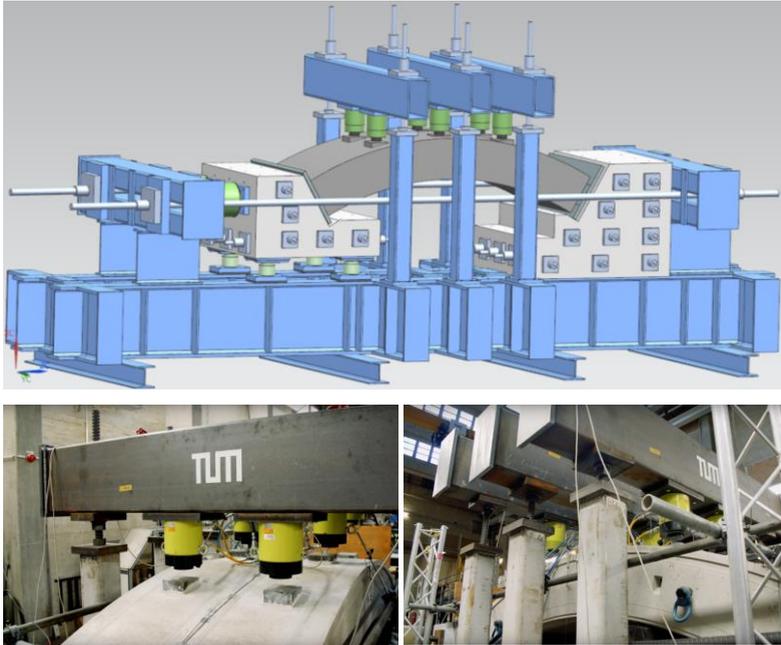


Abb. 3: oben: 3D-Modell des umgesetzten Tübbingversuchsstandes, unten: Prüfstanddetails vor Belastungsbeginn

Die Belastung der Kalibriersegmente erfolgt nach vorab festgelegten Belastungsprogrammen. Die gewählten Belastungskombinationen und -niveaus ergeben sich aus der Bandbreite der in-situ zu erwartenden Schnittgrößenkombinationen aus den statischen Berechnungen.

Im Tübbingversuchsstand werden vier verschiedene Belastungsbilder auf die Kalibriersegmente aufgebracht. Diese sind in Abb. 4 schematisch dargestellt. Zur Kalibrierung und Validierung des Monitorings dienen Kurzzeitversuche, „Normalkraftversuche“ und „Momentenversuche“ genannt. Bei ersteren wird die Normalkraft im Zustand I bei konstanter Exzentrizität gesteigert. Dadurch wird geprüft, ob und wie genau Änderungen in der

Normalkraft erkannt werden können. Bei den Momentenversuchen hingegen wird die Normalkraft gesteigert und in Stufen konstant gehalten. Innerhalb der Stufen wird jeweils die Exzentrizität variiert, wobei bei der letzten Stufe ein Übergang in Zustand II stattfindet. Als Gegenstück zu den Normalkraftversuchen wird hierbei das Monitoring auf Momentenänderungen kalibriert. Kombinierte Be- und Entlastungen mit Änderungen der Exzentrizität dienen zur Validierung der Messtechnik und des Versuchsstandverhaltens. Um das Dauerstandverhalten zu untersuchen, werden außerdem Dauerstandversuche durchgeführt.

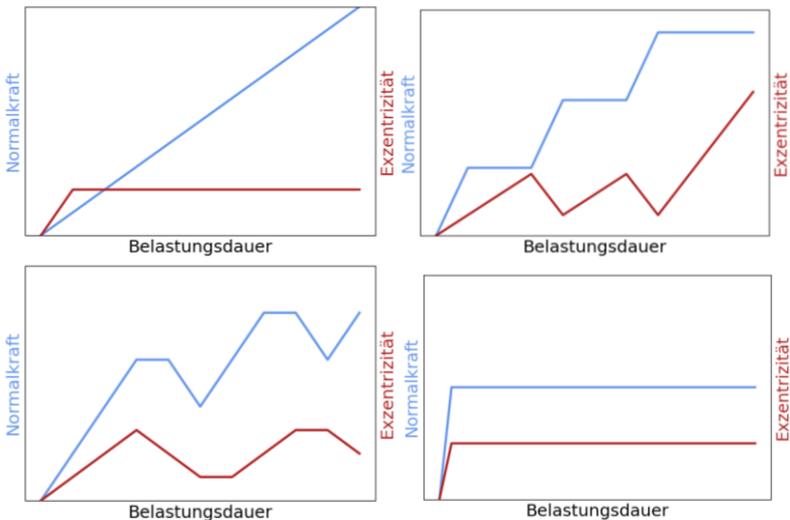


Abb. 4: oben, links: Normalkraftversuch, rechts: Momentenversuch, unten, links: Validierversuch, rechts: Dauerstandversuch

Jeder Versuchstyp liefert unterschiedliche Erkenntnisse, die auf die In-situ-Messungen angewandt werden können.

Zur Kalibrierung der Messungen und Validierung des Monitoring- und Rückrechnungskonzepts werden mit Messdaten aus den Normalkraft- und Momentenversuchen die äußeren, aufgebrachten Schnittgrößen (Soll-Werte) mit den gemessenen, inneren Schnittgrößen (Ist-Werte) verglichen, wie in Abb. 5, links beispielhaft für einen Versuch dargestellt ist. Aus etwaigen Abweichungen zwischen Soll- und Ist-Größen ergeben sich Kalibrierwerte, die auf die In-situ-Messungen angerechnet werden.

Die Ergebnisse der Kalibrierversuche zeigen, dass ein nicht kalibriertes und validiertes Monitoring zu fehlerhaften Ergebnissen führen kann. So wird beispielsweise die Normalkraft bei reiner Verwendung der Messwerte und üblicher Ingenieursannahmen in einigen Belastungsfällen um bis zu 25 % unterschätzt. Nur durch die Kalibrierversuche im Originalmaßstab können mögliche verzerrende und verfälschende Einflüsse identifiziert und in-situ berücksichtigt werden. Ohne die Kalibrierversuche können die Messergebnisse allenfalls mit einer hohen statistischen Streubreite betrachtet werden.

Die Überprüfung der Gültigkeit des Monitoringkonzepts im Zustand II erfolgt mit Messdaten aus den Momentenversuchen. Dafür werden die Kalibriersegmente an der Zugseite über die Zugfestigkeit hinaus belastet. Das sich dabei ausbildende Rissbild zeigt sich in der optischen Fasermessung, wie beispielhaft für einen Versuch in Abb. 5, rechts dargestellt. Neben den Kurzzeitversuchen werden auch Dauerstandsversuche durchgeführt. Dabei wird eine vorab definierte Belastungskombination über fünf Wochen konstant gehalten, um die Dauerstandeffekte der Kalibriersegmente und deren Auswirkungen auf die Rückrechnung zu beobachten.

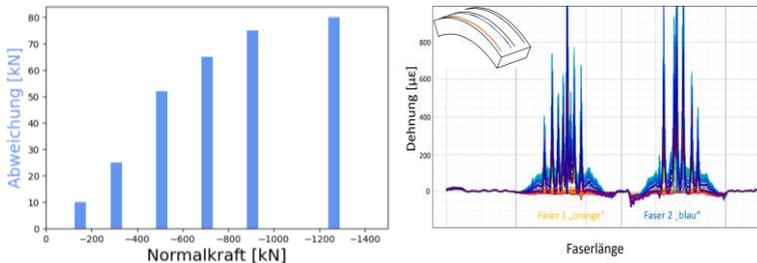


Abb. 5: links: Abweichung der mit DMS gemessenen Normalkraft vom Soll-Wert in einem Kalibrierversuch, rechts: Rissbildung im Tübbingsegment detektiert durch optische Fasermessung (Risse werden durch Messspitzen abgebildet)

Sobald die Messung kalibriert ist, können Änderungen der Normalkraft zuverlässig und mit hoher Genauigkeit erkannt und quantifiziert werden. Auch Änderungen des Moments lassen sich mit der geforderten Genauigkeit messen. Das Monitoring und das Rückrechnungskonzept sind somit geeignet. In-situ können damit realitätsnahe Ergebnisse sichergestellt werden.

Monitoringergebnisse am realen Bauwerk

Die beiden Messtübbingringe wurden dem Bauablauf folgend im Juli 2020 in der Südröhre (Messring 1) und im Mai 2021 in der Nordröhre (Messring 2) installiert. Direkt nach dem Ringbau, aber vor dem nächsten Vortrieb wurde die Messtechnik, die in Abb. 6 zu erkennen ist, in Betrieb genommen, wodurch quasi von Anfang an die Entwicklung der Schnittgrößen beobachtet werden kann.

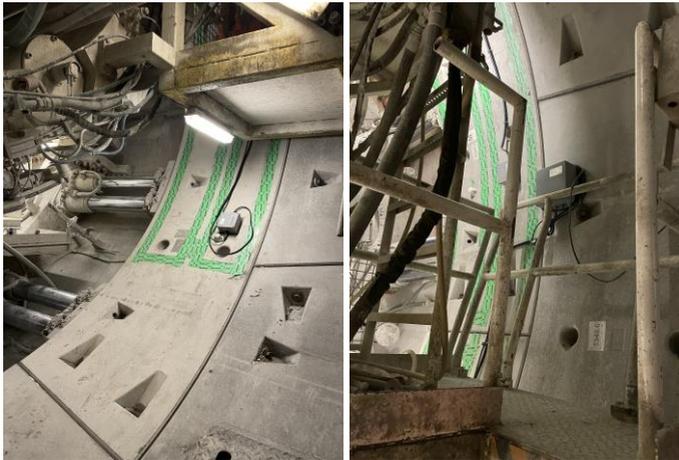


Abb. 6: Messring 1, links: Blick auf das Segment E mit Vortriebspresen direkt nach dem Messringbau, **rechts:** Zentrale Messeinrichtung

Seit dem Einbau konnten verschiedene Belastungssituationen und -änderungen gemessen werden, unter anderem:

- Belastungsänderungen infolge des Gebirgsdrucks
- Die Vorspannung der Messtübbingringe durch die beim Vortrieb aufbrachten Pressenkräfte
- Die Ringspaltverpressung unmittelbar nach dem Einbau
- Die Belastungsänderung in der Südröhre bei der Passage der TVM während des Vortriebs der Nordröhre

Analysen der Messdaten zeigen, dass sich das Gebirge langsam auf die Tunnelschale legt und die Drucknormalkraft entlang des Ringumfangs ansteigen lässt. Die Rate der Steigerung nimmt allerdings nach und nach ab, wie in Abb. 7, links an Messdaten im Zeitraum von einem Jahr vom Messring 1 zu erkennen ist.

Ein gegensätzlicher Effekt zeigt sich in Vortriebsrichtung. Durch die Vortriebspresen, die in Abb. 6, links, links neben dem eingebauten Segment zu sehen sind und die sich für den Vortrieb auf die bereits gebauten Segmente abstützen, wird kurz nach dem Ringbau eine Normalkraft in Längsrichtung aufgebracht. Diese nimmt aufgrund des zeitabhängigen Verhaltens des Betons mit der Zeit aber wieder ab.

Interessant sind auch zeitlich begrenzte Belastungssituationen, wie beispielsweise die Ringspaltverpressung. In Abb. 6, rechts ist zu erkennen wie sich die Ringspaltverpressung in den Messdaten abbildet. Zum Zeitpunkt der Verpressung steigen die Druckdehnungen an, während sie in der Erhärtungsphase des Ringspaltmörtels wieder abfallen. Nach der Aushärtung beginnt die zuvor beschriebene Steigerung der Drucknormalkräfte in der Tunnelschale. Beobachten lässt sich auch die Schnittgrößenänderung in der zuerst aufgefahrenen Tunnelröhre zu dem Zeitpunkt der Passage der zweiten Röhre. Vor allem in der der zweiten Röhre zugewandten Ulme führt die Interaktion der beiden Tunnels zu deutlichen Steigerungen der Normalkraft und des negativen Moments.

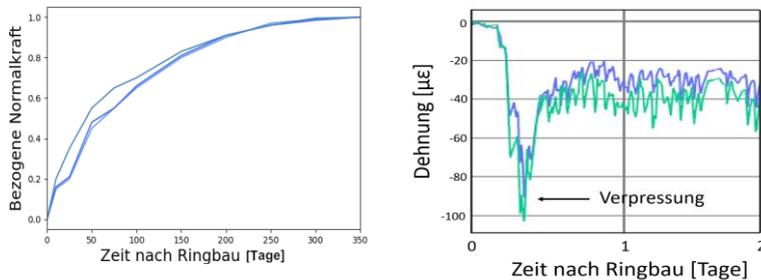


Abb. 7, Messring 1, links: Normalkraftentwicklung an drei Messstellen im Bereich der linken Ulme, **rechts:** Messung des Einflusses der Ringspaltverpressung

Fazit und Ausblick

Um ein realitätsnahes Monitoring an maschinell hergestellten Tunnelschalen zu betreiben, ist ein hoher Aufwand erforderlich. Großversuche im Originalmaßstab sind zur Validierung und Kalibrierung erforderlich und ermöglichen Ergebnisse mit hoher Aussagekraft.

Weitere Untersuchungen zu den Beanspruchungen der beiden Messtübbingringe in unterschiedlichen Belastungssituationen erfolgen in den kommenden Monaten nachdem mehr Messdaten gesammelt wurden, insbesondere später auch in Erwartung eines in Planung befindlichen Hochhauses unmittelbar über dem zweiten Messtübbingring.

Danksagung

Dieses Projekt wird finanziert durch die SBEV Stadtbahn Europaviertel Projektbaugesellschaft mbH (SBEV), eine Tochter der Verkehrsgesellschaft Frankfurt am Main (VGF) und der Stadt Frankfurt am Main.

Literatur

- [1] Klappers, C., Fischer, O., Werkhäuser, K., Kirchner S.: Neubau U5 Europaviertel Frankfurt, Tunnel mit einschaligem Tübbingausbau unter anspruchsvollen statischen Randbedingungen – Planung, Realisierung und Ausblick messtechnische Validierung. Tagungsband 21. Münchener Massivbau Seminar. 2017.
- [2] Scheufler, W., Rauch, F., Fischer, O.: Von der Dehnungsmessung an Tübbings zur Schnittgrößenverteilung im Tunnel – (k)eine triviale Aufgabe? Tagungsband 19. Münchener Massivbau Seminar. 2019.
- [3] Stadtbahn Europaviertel Projektbaugesellschaft mbH (SBEV): Ingenieurwissenschaftliche Untersuchungen zu Spannung und Schnittgrößen innerhalb des Stahlbetonquerschnitts von Tunnelröhren (Ausschreibung), 13.06.2017.
- [4] Fischer, O., Thoma, S., Crepaz, S.: Distributed fiber optic sensing for crack detection in concrete structures. In: civil engineering design (cend), Vol. 1 (2019), Issue 3-4, Wiley, S. 97-105.

UNSERE MAUS LÄUFT WIEDER!

KINOSPOT
ANSCHAUEN



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



DR. BAUMGÄRTNER GMBH

IT-SERVICE

FÜR MITTELSTÄNDISCHE UNTERNEHMEN
IM GROSSRAUM MÜNCHEN & STARNBERG

Dr. Baumgärtner GmbH · Inninger Straße 21 · 82237 Wörthsee / Etterschlag
T +49 8153 9970640 · info@it-baumgaertner.de · www.it-baumgaertner.de

Untersuchungen und Erkenntnisse zur Verankerung und Übergreifung von Bewehrungsstäben – Fortschreibung von DIN EN 1992-1-1

Johannes Fröse, Oliver Fischer



Johannes Fröse, M.Sc.

2015 B.Eng. Bauingenieurwesen,
Hochschule Karlsruhe
2018 M.Sc. Bauingenieurwesen,
Technische Universität München
seit 09.2018 Wissenschaftlicher Mitarbeiter,
Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität
München



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

Studium Bauingenieurwesen, TUM, Diplom 1988
1989-1995 Wissenschaftlicher Assistent, Universität
der Bundeswehr München, Promotion 1994
1996-2009 Verschiedene Fach- und Führungs-
positionen in der Bauindustrie im In-/ Ausland
2007 Diplomwirtschaftsingenieur, Univ. Hagen
seit 10.2009 Ordinarius für Massivbau, TUM
seit 2011 Prüflingenieur und EBA-Prüfer

Mit der Fortschreibung von DIN EN 1992-1-1 werden in naher Zukunft neue Regelungen für die Bemessung der Verankerung und Übergreifung von Bewehrungsstäben eingeführt. Da eine direkte Ermittlung des Verbundverhaltens von Bewehrungsstäben in der Vergangenheit nur mit einem immensen messtechnischen Aufwand möglich war, beruhen die aktuellen Verbundmodelle meist auf vereinfachenden Annahmen aus empirischen Studien an kleinformatischen Versuchskörpern, welche für die Bemessung an Bauteilversuchen kalibriert wurden. In einem aktuellen Forschungsvorhaben wird zu diesem Zweck erstmals flächendeckend eine faseroptische Dehnungsmessung eingesetzt und die tatsächliche Dehnungs-, Verbundspannungs- und Schlupfverteilung über die gesamte Stablänge in materialwissenschaftlichen Untersuchungen und maßstabgetreuen Bauteilversuchen direkt ermittelt. Anhand der experimentellen Untersuchungen und der Auswertung einer umfangreichen Datenbank mit Versuchsergebnissen aus der Literatur, werden für die Bemessung und baupraktische Umsetzung neue fundierte Erkenntnisse erwartet.

With the update of DIN EN 1992-1-1, new regulations for the design of anchorages and laps of reinforcing bars will be introduced in the near future. Since in the past a direct determination of the bond behavior of concrete bars was only possible with an extensive measuring effort, the current bond models are mostly based on simplified assumptions from empirical studies on small-scale test specimens, which were calibrated for the design on component tests. In a current research project, for this purpose fiber-optic strain measurement is used area-wide for the first time and the actual strain, bond stress and slip distribution over the entire bar length is being determined directly in material science studies and true-to-scale component tests. Based on the experimental investigations and the evaluation of a comprehensive database with test results from the literature, new, well-founded findings are expected for the design and practical implementation.

Einleitung und Problemstellung

Die hohe Druckfestigkeit des Betons sowie die hohe Zugfestigkeit und Duktilität des Stahls werden im Kompositwerkstoff Stahlbeton in optimaler Weise miteinander kombiniert. Der Betonstahlverbund beschreibt den Lastübertrag der beiden Komponenten untereinander und ist somit eine Grundvoraussetzung für die wirtschaftliche Anwendung der Stahlbetonbauweise.

Der Betonstahlverbund wird von einer Vielzahl an Faktoren bestimmt: der Betonfestigkeit, der Betondeckung, der Umschnürung des Betons, Vorhandensein von günstigem Querdruck oder ungünstigen Querzugspannungen, der Lage des Bewehrungsstabs bei der Betonage, der Profilierung der Betonstahloberfläche oder der Verbundlänge des Stabes. Darüber hinaus ist auch die Belastungssituation im Bauteil und das Auftreten von Rissen für den Lastübertrag zwischen Stahl und Beton entscheidend. Die Vielzahl an Einflüssen auf den Betonstahlverbund erfordert eine umfangreiche versuchstechnische Ergründung. Mit bisheriger, konventioneller Messtechnik war die direkte Ermittlung des Verbundverhaltens von einbetonierten Bewehrungsstäben stets mit einem immensen messtechnischen Aufwand verbunden, sodass normative Berechnungsvorschriften und Verbundmodelle meist vereinfachend auf der Grundlage von kleinformatigen, materialwissenschaftlich ausgerichteten Untersuchungen – z.B. Ausziehversuche mit einem überwiegend druckbeanspruchten Beton – hergeleitet wurden. Diese können jedoch ein realitätsnahes Verbundverhalten von Beton unter Zugbeanspruchung nicht ausreichend genau wiedergeben und die kurze Verbundlänge lässt keine Rückschlüsse auf die nichtlineare Verbundspannungsverteilung bei größeren Verbundlängen zu. [1, 2, 3, 4]

Mit dem Einsatz neuartiger, faseroptischer Dehnungsmessung [5, 6] ist es möglich, die durchgehende Verbundspannungsverteilung quasikontinuierlich und in situ am Bauteil zu erfassen. Im Zuge der Fortschreibung von DIN EN 1992-1-1 [7] wird in einem aktuellen Forschungsvorhaben das realitätsnahe Verbundverhalten mit dem Einsatz modernster Messtechnik erforscht und bestehende Modellvorstellungen dahingehend erweitert.

Fortschreibung von DIN EN 1992-1-1

Aktuell wird auf europäischer Ebene die nächste Generation von DIN EN 1992-1-1 (prEC2) erarbeitet [7]. Dabei werden unter anderem neue Bemessungsgleichungen zur Berechnung von Verankerungs- und Übergreifungslängen mit geraden Stabenden eingeführt, die die bekannten Einflüsse auf den Betonstahlverbund in modifizierter Form einbeziehen. Die Bemessung leitet sich aus dem semi-empirischen Ansatz aus Model Code 2010 [3] ab. Die Grundbemessungsgleichung aus prEC2 ist nachfolgend dargestellt:

$$l_{bd} = k_{lb} \cdot k_{cp} \cdot \varnothing \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435}\right)^{n_{\sigma}} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\varnothing}{20}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1,5\varnothing}{c_d}\right)^{\frac{1}{2}}$$

k_{lb}	Faktor zur Berechnung des Bemessungswerts der Verankerungs- bzw. Übergreifungslänge
k_{cp}	Koeffizient zur Berücksichtigung von Verbundbedingungen
\varnothing	Durchmesser des zu verankernden/übergreifenden Stabes
σ_{sd}	Bemessungsspannung des Stabes
f_{ck}	Charakteristische Betondruckfestigkeit
c_d .(bzw. $c_{d,conf}$)	Nennwert der Betondeckung (bei vorhandener Umschnürringbewehrung und Querdruck)

Der Koeffizient k_{lb} berücksichtigt die Designsicherheit und soll durch die entsprechenden nationalen Gremien festgelegt werden [7]. Zudem beschreibt der Koeffizient n_{σ} den nichtlinearen Zusammenhang zwischen der Bemessungsspannung σ_{sd} des zu verankernden bzw. zu übergreifenden Stabes und der Bemessungslänge l_{bd} . Für Stahlspannungen $\sigma_{sd} \leq 435 \text{ N/mm}^2$ ist $n_{\sigma} = 1,0$ zusetzen. Ist eine günstig wirkende umschnürende Bewehrung bzw. ein günstig wirkender Querdruck vorhanden, so darf in der Bemessungsgleichung eine vergrößerte Betondeckung $c_{d,conf}$ angesetzt werden. Für Haken, Winkelhaken oder angeschweißte Querbewehrung kann die Bemessungslänge l_{bd} pauschal reduziert werden.

In Abbildung 1 sind in Parameterstudien anhand von zwei praxistauglichen Berechnungsbeispielen der Einfluss von Betonfestigkeit f_{ck} und Stabdurchmesser \varnothing_s auf die Bemessungslänge der Verankerung und Übergreifung von Bewehrungsstäben nach aktueller Fassung von DIN 1992-1-1 (EC2)

[8] inkl. nationalem Anwendungsdokument (EC2+NA(D)) [9] und dem neuen Normenentwurf (prEC2) [7] dargestellt. Da alle Abhängigkeiten für die rechnerische Verankerungs- bzw. Übergreifungslänge nur mehrdimensional erfasst werden können, gelten für das Beispiel lediglich die dafür angenommenen Randbedingungen.

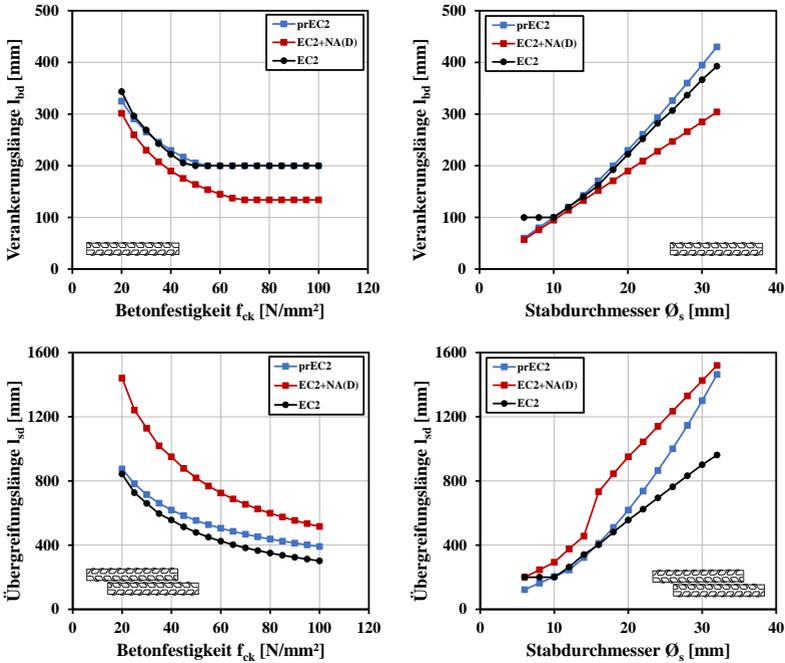


Abb. 1: Vergleich normativer Berechnungen für die Verankerung und Übergreifung von Bewehrungsstäben (gleiche Parameter: $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$, $c_d = 30 \text{ mm}$, Querbewehrung $\varnothing 10/150 \text{ mm}$; Verankerung: $\sigma_{sd} = 200 \text{ N/mm}^2$, $p = 2,3 \text{ N/mm}^2$, direkte Lagerung; Übergreifung: $\sigma_{sd} = 350 \text{ N/mm}^2$, Stoßanteil 40%, ohne Querdruck)

Eine wesentliche Veränderung in prEC2 ist die potenzierte Erfassung aller Einflussparameter in einer einzigen Bemessungsgleichung mit, im Vergleich zu EC2, modifizierten Exponenten. Dies äußert sich im Berechnungsbeispiel durch eine unterschiedliche Steigung und Krümmung der jeweiligen Kurven. Der günstige Einfluss einer direkten Lagerung wird im nationalen Anwendungsdokument EC2+NA(D) mit einer pauschalen Re-

duzierung berücksichtigt, woraus sich entsprechend verkürzte Verankerungslängen berechnen. Zudem wird der Einfluss des Stabdurchmessers in prEC2 nichtlinear erfasst, woraus sich für große Stabdurchmesser im Vergleich zu EC2 bzw. EC2+NA(D) ebenfalls etwas größere Verankerungs- und Übergreifungslängen ergeben. Für Stäbe ab $\varnothing_s \geq 16$ mm und einem Stoßanteil über 33% fordert EC2+NA(D) durch Fallunterscheidung eine nahezu verdoppelte Übergreifungslänge gegenüber Stäben mit geringerem Stabdurchmesser. In prEC2 wird auf eine solche Fallunterscheidungen verzichtet. Generell ist im aktuellen Entwurf von prEC2 der Beiwert k_{fb} als national festzulegender Parameter (NDP) vorgesehen. Mit angepassten k_{fb} -Werten können Unterschiede zwischen den Bemessungsvorschriften ausgeglichen werden.

Aktuelle Forschung

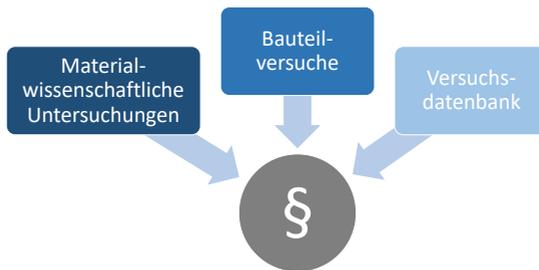


Abb. 2: Arbeitspakete im Forschungsvorhaben für einen erweiterten Bemessungsansatz für die Verankerung und Übergreifung von Bewehrungsstäben

Im Zuge der Fortschreibung von DIN EN 1992-1-1 (prEC2) wird in einem aktuellen Forschungsvorhaben zusammen mit unserem Forschungspartner an der RWTH Aachen eine umfangreiche versuchstechnische Ergründung des Verbundverhaltens von Bewehrungsstäben umgesetzt. Ziel der experimentellen Untersuchungen ist die versuchstechnische Erfassung eines realitätsnahen Verbundverhaltens für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Eine große Herausforderung liegt darin, die Einflüsse auf das Verbundverhalten von Betonstählen aufgrund der tatsächlichen Bauteil- und Einwirkungssituation sowie den Einfluss von Rissbildung wirklichkeitsnah zu erfassen, gleichzeitig aber ein möglichst breites

Spektrum aller beeinflussenden Parameter und Parameterkombinationen in den experimentellen Untersuchungen abzudecken. In parametrischen Studien an materialwissenschaftlichen Versuchskörpern lassen sich zahlreiche Variationen an Einflussparameter gezielt untersuchen und bestehende Modellvorstellungen dahingehend erweitern. Durch ergänzende Bauteilversuche sowie die Auswertung einer umfangreichen Datenbank mit Versuchsdaten aus der Literatur, leiten sich die wesentlichen Erkenntnisse für die Bemessung und baupraktische Umsetzung der Verankerung und Übergreifung von Bewehrungsstäben für die Sicherstellung einer ausreichenden Tragfähigkeit, Duktilität und Gebrauchstauglichkeit im Bauwerk ab. Eine kombinierte Betrachtung von materialwissenschaftlichen Untersuchungen sowie eigenen Bauteilversuchen und Versuchsdaten aus der Literatur ermöglicht eine geschlossene Bewertung und gezielte Erweiterung der aktuellen Bemessungsvorschriften (vgl. Abb. 2).

Einblick in experimentelle Untersuchungen

Nachfolgend werden ausgewählte experimentelle Untersuchungen aus dem Arbeitspaket der materialwissenschaftlichen Studien zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben dargestellt. Ein Schwerpunkt der Untersuchungen liegt auf systematischen Versuchsreihen an zentrisch beanspruchten Dehnkörpern mit großen bzw. realistischen Verbundlängen. Im Dehnkörperversuch wird der Lastübertrag vom Stahl auf den Beton in einem Abschnitt zwischen zwei Zug- oder Biegerissen in der Betonzugzone eines Bauteils (z.B. Biegebalken) abgebildet. Die Versuchskörper sind so dimensioniert, dass ein nahezu vollständiger Lastübertrag vom Stahl auf den Beton ohne Bildung von Trennrissen möglich ist. Im Versuchskörper werden dabei zwei parallel angeordnete Stäbe zentrisch belastet, sodass zum Bauteilrand geringe, realistische Betondeckungen untersucht werden können. In parametrischen Studien werden neben der Betondeckung u.a. die Betonfestigkeit, der Stabdurchmesser, der Querbewehrungsgrad sowie die Verbundbedingungen variiert. Je Stab werden zwei hochsensible faseroptische Sensoren (FOS) in gegenüberliegenden entlang der Längsrippen eingefrästen Nuten eingebracht, mit denen quasikontinuierlich die Verzerrung bzw. Stahldehnung an den einbetonierten Bewehrungsstäben gemessen werden. Durch die Anordnung zweier gegenüberliegender FOS je Stab können ungewollte Einflüsse aus Stabbiegung stark reduziert bzw. gänzlich ausgeglichen werden. Aus der Stahldehnungsverteilung sowie den geometrischen

und mechanischen Eigenschaften des Stahls lassen sich die Stahlspannungsverteilung entlang der Stabachse berechnen. Durch numerische Differentiation der Stahldehnung leitet sich die kontinuierliche Verbundspannungsverteilung entlang der eingebetteten Stäbe ab. Zur Erfassung der Betondehnung, werden auf der Betonoberfläche ebenfalls an allen vier Seiten des Versuchskörpers FOS angeordnet. Mittels numerischer Integration der Stahl- und Betondehnung wird aus der faseroptischen Dehnungsmessung die Verschiebung des Betonstahls gegen den Beton – der Schlupf – abgebildet. Zur Validierung der rechnerischen Schlupfverteilung aus der faseroptischen Dehnungsmessung werden stirnseitig am Versuchskörper induktive Wegaufnehmer angeordnet. Diese zeigen eine gute Übereinstimmung mit der numerisch integrierten Dehnungsverteilung. Durch die Symmetrieachse in Versuchskörpermitte ergeben sich je vier gleiche Lastübertragungslängen mit jeweils zwei gegenüberliegenden FOS-Messungen, die zur Beschränkung versuchsspezifischer, messtechnischer und materialspezifischer Einflüsse zusammengefasst werden. Im linken Teilbild von Abbildung 3 sind die Stahldehnungs-, Verbundspannungs- und Schlupfverteilung aus einem Dehnkörperversuch mit einem Beton C50/60 und einer Betondeckung $c_d = 1,5 d_s$ dargestellt.

Mit steigender Belastung bilden sich Längsrisse, die den Betonstahlverbund wesentlich beeinflussen und bei veränderter Konfigurationen (z.B. Betondeckung, Betongüte) unterschiedlich stark ausgeprägt sind. Um das Rissverhalten messtechnisch zu erfassen und daraus weiterführende Modellvorstellungen für den Betonstahlverbund abzuleiten, wird neben den FOS auf der Betonoberfläche auch ein kamerabasiertes Verfahren auf Basis von digitaler Bildkorrelation (DIC) eingesetzt.

Die Verbundmechanismen jeder Parameterkombination können über eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung als eine Art Stoffgesetz beschrieben werden. Die ermittelte Verbundspannungs-, Schlupf- und Stahlspannungsverteilung bzw. daraus ermittelte charakteristische Kennwerte (z.B. τ_{max}) lassen sich im Zuge der Parameterstudien miteinander vergleichen. Durch Ausgleichsrechnung können die Trendabhängigkeiten mathematisch beschrieben werden, um so den Einfluss einzelner Parameter zu quantifizieren und deren Berücksichtigung in den Bemessungsvorschriften in Form des gewählten Exponenten zu überprüfen (vgl. Abb. 3, rechts).

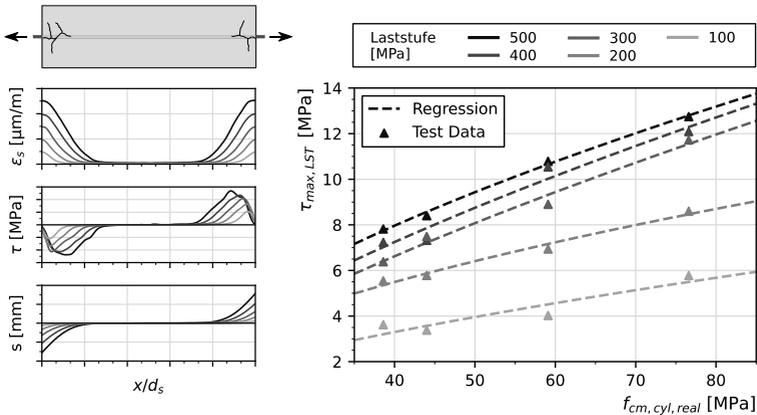


Abb. 3: links: Verteilung von Stahldehnung, Verbundspannung und Schlupf im Dehnkörper (C50/60, $c_d = 1,5 d_s$); rechts: Parameterstudie zur Betonfestigkeit anhand der maximalen Verbundspannung $\tau_{\text{max,LST}}$ bei gesteigerter Versuchslast

Fazit und Ausblick

Der neue Entwurf von DIN EN 1992-1-1 (prEC2) schlägt ein geändertes Konzept für die Bemessung der Verankerung und Übergreifung von Bewehrungsstäben vor. Eine modifizierte Berücksichtigung einzelner Parameter führt zu Verankerungs- und Übergreifungslängen, die von den aktuellen Bemessungsvorschriften EC2 bzw. EC2+NA(D) teils erheblich abweichen. Vor diesem Hintergrund wird in einem aktuellen Forschungsvorhaben das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben mit modernster Messtechnik untersucht. Erstmals wird dabei zur direkten Ermittlung der Verbundspannungen in parametrischen Materialuntersuchungen sowie maßstabsgetreuen Bauteilversuchen eine faseroptische Dehnungsmessung flächendeckend eingesetzt. Mit der faseroptischen Dehnungsmessung können die Stahldehnungen entlang des Stabes quasikontinuierlich gemessen und die Verbundspannungs- und Schlupfverteilung zuverlässig erfasst werden. In materialwissenschaftlichen Studien werden die einzelnen Einflussparameter auf den Betonstahlverbund gezielt untersucht und quantifiziert, sodass eine präzisere Berücksichtigung in den Bemessungsvorschriften erfolgen kann. In Ergänzung werden durch Untersuchungen an maßstabsgetreuen Bauteilversuchen und der Erweiterung und Auswertung einer Datenbank mit Versuchsergebnissen aus der Literatur,

neue relevante Erkenntnisse für die Bemessung und baupraktische Umsetzung mit der Sicherstellung einer ausreichenden Tragfähigkeit, Duktilität und Gebrauchstauglichkeit für die Verankerung und Übergreifung von Bewehrungsstäben im Bauwerk geschaffen. Dies ermöglicht eine geschlossene Bewertung und gezielte Erweiterung der neu vorgeschlagenen Bemessungsvorschriften.

Literatur

- [1] Eligehausen, R.; Popov, E.; Bertero, V.: Local Bond Stress Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations – Report No. UCB/EERC-83/23; Earthquake Engineering Center; University of California; 1983
- [2] Kreller, H.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung; DAFStb – Heft 409; Beuth Verlag; 1990
- [3] Fédération Internationale du Béton (FIB); Model Code for Concrete Structures 2010; Design Code; Wilhelm Ernst & Sohn; 2010
- [4] Ritter, L.: Der Einfluss von Querkraft auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl; Dissertation; Technische Universität Dresden; 2013
- [5] Schmidt-Thrö, G.; Scheufler, W.; Fischer, O.: Kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung im Stahlbetonbau; Beton- und Stahlbetonbau 111; Heft 8; Wilhelm Ernst & Sohn; 2016
- [6] Fischer, O., Thoma, S., Crepez, S.: Distributed fiber optic sensing for crack detection in concrete structures. In: civil engineering design (cend), Vol. 1 (2019), Issue 3-4, Wiley, S. 97-105.
- [7] DIN EN 1992-1-1 (Entwurf): 2021-10: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke; Deutsche und Englische Fassung prEN 1992-1-1:2021
- [8] DIN EN 1992-1-1: 2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Beuth Verlag; 2011
- [9] DIN EN 1992-1-1/NA: 2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Beuth Verlag; 2011

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

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

Beraten | Planen | Prüfen | Begutachten





Mehr Transparenz von der Planung bis zum Monitoring

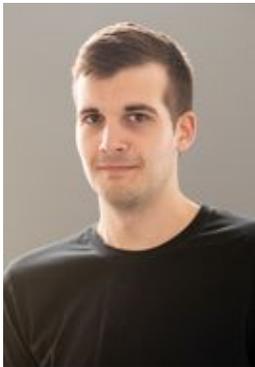
Building Information Modeling im Hoch- und Ingenieurbau

Einsatz von BIM bei der Objekt- und Tragwerksplanung der Baugrube direkt oberhalb der U-Bahn-Röhren am Münchner Hauptbahnhof beim Projekt Bayerstraße 25.

Weitere Informationen unter:
www.zm-i.de

Trajektorienorientierte Konzeption und Herstellung effizienter Strukturen aus gedrucktem Carbonkurzfaserbeton

Daniel Auer, 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



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

Studium Bauingenieurwesen, TUM, Diplom 1988
1989-1995 Wissenschaftlicher Assistent, Universität
der Bundeswehr München, Promotion 1994
1996-2009 Verschiedene Fach- und Führungs-
positionen in der Bauindustrie im In-/Ausland
2007 Diplomwirtschaftsingenieur, Univ. Hagen
seit 10.2009 Ordinarius für Massivbau, TUM
seit 2011 Prüflingenieur und EBA-Prüfer

Der vorliegende Beitrag behandelt die Konzeption/Herstellung von 3D gedruckten Strukturen aus carbonkurzfaserbewehrtem Ultrahochleistungsbeton unter besonderer Berücksichtigung von effizienter Materialausnutzung durch hauptzugspannungsorientierte Extrusionspfade in der additiven Fertigung. Ausgehend von einer Finiten-Elemente Simulation wird ein kurzer Einblick von der Grundüberlegung über die digitale Prozesskette bis hin zur baupraktischen Realisierung gegeben.

The following contribution presents the conception of 3D printed load-bearing structures made of carbon short-fibre reinforced ultra-high performance concrete under special consideration of efficient material utilisation achieved through principal tensile stress-oriented extrusion paths. Starting from basic considerations and a finite element simulation of the structural behaviour, a short insight into the digital process chain up to the practical realisation is given.

Einleitung

Carbonfasern (CF) zeichnen sich neben der hohen chemischen Dauerhaftigkeit und Korrosionsbeständigkeit durch eine hohe Zugfestigkeit von etwa 3.500 N/mm² und einen E-Modul zwischen 120.000 und 580.000 N/mm² aus, wobei die mechanischen Kennwerte eines daraus resultierenden Kompositwerkstoffs – hier Carbonkurzfaserbeton – insbesondere von der verwendeten Carbonfaser, der eingesetzten Matrix, dem Verbundverhalten und dem Fasergehalt abhängen. Durch die Faserzugabe werden die Materialkosten, aber auch die Dauerhaftigkeit, signifikant erhöht, außerdem stößt die etablierte Betontechnologie (u.a. Mischer, Pumpen) bei diesen hochviskosen Betonmischungen an Grenzen. Berücksichtigt man, dass viele Bauteile meist nur in einer Richtung auf Zug beansprucht werden, bleibt bei zufälliger Faserorientierung mehr als $\frac{2}{3}$ des Potentials ungenutzt. Gelingt dagegen die Ausrichtung der Carbonfasern in Richtung der Hauptzugbeanspruchung, können sich alle eingemischten Fasern an der Aufnahme der Zuglast beteiligen und die Bewehrungsmaßnahme wird strukturellmechanisch effizienter und ressourcenschonender gestaltet.

Auf dieser Überlegung aufbauend wurde durch Hambach et al. [1] ein einfaches Herstellverfahren für bewehrten Zementstein entwickelt, das die Ausrichtung beigemischter, relativ kurzer, thermisch vorbehandelter Koh-

lenstofffasern vorsieht. Dieser Ansatz überführt das übliche Gießen der Faser-Zementmischung in ein Extrusionsverfahren, wobei die Zementmasse durch eine Düse gedrückt wird. Durch Reduktion des Düsendurchmessers unter die mittlere Faserlänge von etwa 3 mm gelingt es dabei, den Fasern eine Vorzugsorientierung beim Durchtritt durch den Düsenauslass aufzuzwingen [2].

Prinzip der trajektorienorientierten Konzeption

In der Vergangenheit haben sich viele Wissenschaftler mit der Optimierung von Strukturen beschäftigt, indem sie meist zugfestes Material in Richtung der Hauptspannungen ausrichteten. Dabei wurden im Allgemeinen zwei unterschiedliche Ansätze verfolgt. Zum einen die vereinfachte Modellierung des Tragverhaltens eines Kontinuums als nicht flächenfüllendes Fachwerkmodell, das bekannteste Beispiel sind die Michell-Strukturen. Zum anderen die ingenieurmäßige, aber robuste Approximation des Tragverhaltens eines kompletten Kontinuums mit unidirektional gestapelten Schichten, z.B. textile Gewebe aus Kohlenstoffen oder Armierungsgewebe aus Stahl. Letztere Variante erfreut sich aufgrund der einfachen Herstellung und der fehlertoleranten Eigenschaften großer Beliebtheit, nutzt das Material für den Einzellastfall aber möglicherweise nicht sehr effizient aus.

Im Zuge der additiven Fertigung bewehrter Strukturen kann der Herstellungsprozess genauer auf die Hauptspannungsrichtungen abgestimmt werden. Durch konvergierende oder divergierende Trajektorien wären Extrusionsdüsen notwendig, die ihre Breite entlang des Extrusionsweges verändern können. Trotz der mechanisch besseren Extrusionsbahnplanung ergeben sich daraus jedoch ein höherer Aufwand für die entsprechende Steuerungs- und Automatisierungstechnik, längere Taktzeiten sowie mehr Zwischenschichten, die sich wiederum negativ auf die Tragfähigkeit auswirken und die gewonnene Verbesserung wieder aufzehren können.

Im vorliegenden Beitrag wird eine Methodik vorgeschlagen, um Extrusionspfade konstanter Breite möglichst optimal auf die Hauptspannungsrichtung auszurichten. Dabei wird im Rahmen eines Optimierungsproblems eine Kurve bestimmt, deren Parallelkurven möglichst genau mit den ermittelten Hauptspannungsbahnen übereinstimmen. Die Kurve wird durch die Designvariablen $\mathbf{x} = x_1, \dots, x_i, \dots, x_n$ und $\mathbf{z} = z_1, \dots, z_i, \dots, z_n$ beschrieben.

Der Spannungstensor in jedem Punkt ist wie folgt definiert

$$S = \begin{bmatrix} \sigma_{xx}(x, z) & \sigma_{xz}(x, z) \\ \sigma_{zx}(x, z) & \sigma_{zz}(x, z) \end{bmatrix}.$$

Wenn man das Problem als Eigenwertproblem interpretiert und behandelt, erhält man die beiden Eigenwerte $\sigma_I(x, z)$ und $\sigma_{II}(x, z)$ sowie die entsprechenden Eigenvektoren $\mathbf{v}_I(x, z)$ und $\mathbf{v}_{II}(x, z)$. Im Kontext der Strukturmechanik repräsentieren die Eigenwerte die Hauptspannungen und die Eigenvektoren die Hauptspannungsrichtungen in vektorieller Darstellung, vgl. Abb. 1.

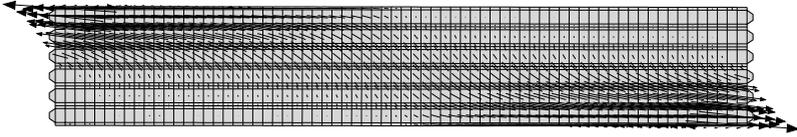


Abb. 1: Hauptspannungstrajektorien $\mathbf{v}_I(\mathbf{x}, \mathbf{z})$ an Gauss-Punkten der FE - Simulation

Der vorgeschlagene Ansatz zur Homogenisierung von Hauptspannungstrajektorien nutzt die Eigenschaften von B-Spline-Kurven. Die Anfangskurve wird aus der Summe des Produkts zwischen Basisfunktionen und den Kontrollpunkten berechnet. Die Basisfunktionen $b_{i,p}(\xi)$ werden mit Hilfe eines Knotenvektors und einer rekursiven Berechnungsvorschrift gebildet. Für einen tieferen Einblick wird auf [3] verwiesen.

$$\mathbf{s}(\xi) = \sum_{i=1}^n b_{i,p}(\xi) \cdot \begin{bmatrix} x_i \\ z_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s_x(\xi) \\ s_z(\xi) \end{bmatrix}$$

Der Tangentenvektor $\mathbf{t}(\xi)$ der Kurve ist nötig, um die Abweichung $\Delta\varphi$ zwischen dem Verlauf der Kurve $\mathbf{s}(\xi)$ und der Hauptspannungsrichtung zu quantifizieren. Der Tangentenvektor kann durch Ableitung der Basisfunktionen bezüglich der parametrischen Koordinate ξ bestimmt werden.

$$\mathbf{t}(\xi) = \sum_{i=1}^n \frac{db_{i,p}(\xi)}{d\xi} \cdot \begin{bmatrix} x_i \\ z_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} t_x(\xi) \\ t_z(\xi) \end{bmatrix}$$

$$\Delta\varphi = \cos^{-1} \left(\frac{\mathbf{v}_I \cdot \mathbf{t}}{\|\mathbf{v}_I\| \|\mathbf{t}\|} \right)$$

Um den Versatz der Kurve zu ermitteln, ist der Normalenvektor zu bestimmen. Der Normalenvektor kann berechnet werden, indem man den Tangentenvektor um den Winkel $\pi/2$ gegen den Uhrzeigersinn dreht.

$$\mathbf{n}(\xi) = \begin{bmatrix} \cos(\pi/2) & -\sin(\pi/2) \\ \sin(\pi/2) & \cos(\pi/2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} t_x(\xi) \\ t_z(\xi) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -t_z(\xi) \\ t_x(\xi) \end{bmatrix}$$

Um den k -ten Offsetpunkt mit der Offsetbreite w zu berechnen, ergibt sich folgende Beziehung.

$$\mathbf{s}_k(\xi) = \mathbf{s}(\xi) + k \cdot w \cdot \mathbf{n}(\xi)$$

Abb. 2 zeigt mögliche Extrusionspfade, die dem tatsächlichen Verlauf der Hauptspannungsrichtungen nach Abb. 1 ähneln.

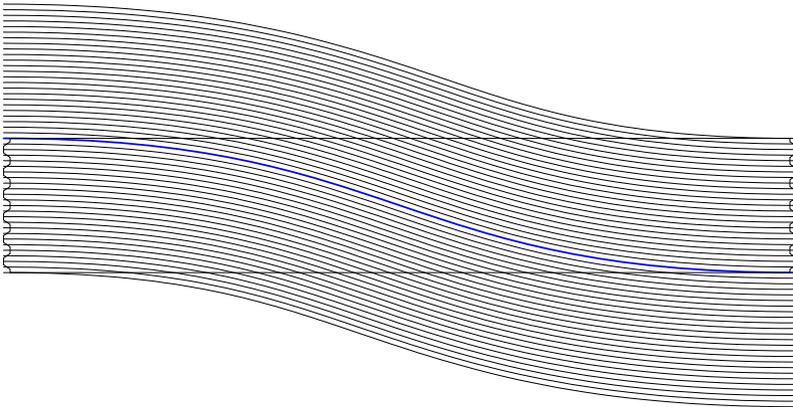


Abb. 2: Ausgangskurve in blau und sukzessive Versatzkurven, die das Hauptspannungsbild optimal approximieren

Die Zielfunktion hat eine klassische Struktur des mittleren quadratischen Fehlers. Das Minimum der Funktion ist 0° und ergibt sich dann, wenn alle Tangenten der Versatzkurven mit den Hauptspannungstrajektorien zusammenfallen. Das Maximum beträgt 90° und liegt dann vor, wenn alle Versatzkurven senkrecht zu den Hauptspannungstrajektorien verlaufen. Der Parameter m steht für die Anzahl der Auswertungspunkte x_j, z_j im Berechnungsgebiet.

$$f(\mathbf{x}, \mathbf{z}) = \frac{1}{m} \sqrt{\sum_{j=1}^m \Delta\varphi(x_j, z_j)^2}$$

Abb. 3 zeigt ein nachbearbeitetes Layout von Extrusionspfaden (oben) und die Visualisierung der gedruckten Struktur (unten).

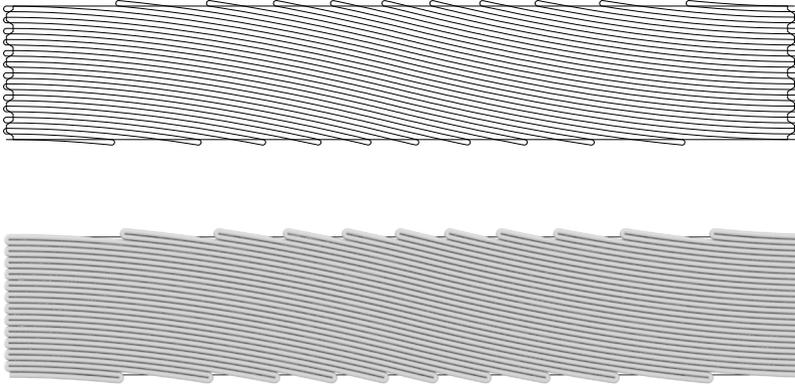


Abb. 3: Extrusionspfade nach dem Post-Processing (oben) und Visualisierung des Druckerzeugnisses (unten)

Digitale Prozesskette zur Herstellung effizienter Strukturen aus gedrucktem Carbonkurzfaserbeton

Im Sinne des Building Information Modellings gilt es, alle während des Konzeptions-, Simulations- und Fertigungsprozesses anfallenden Daten in geeigneter Weise in eine Prozesskette zu integrieren. Hierbei ist darauf zu achten, dass trotz Einsatz kommerzieller Software Daten in offenen Formaten vorzuhalten sind [4].

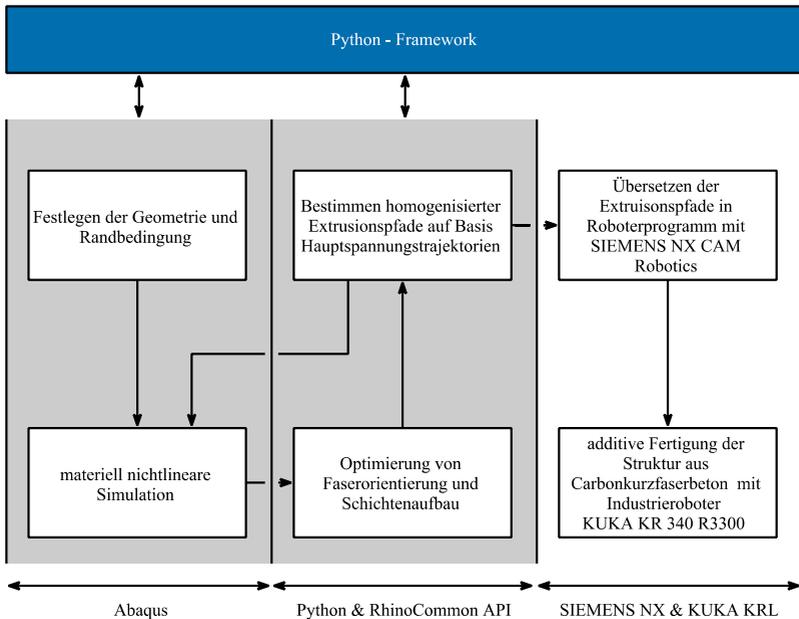


Abb. 4: Workflow von der Konzeption bis zum 3D-Druck eines Bauteils

Die am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität entwickelte digitale Prozesskette, vgl. Abb. 4, begleitet den Prozess von der ersten, groben Konzeption bis zur finalen Fertigung der Bauteile. Das programmier-technische Grundgerüst wird hierbei mittels Python 3 realisiert, womit über offene Datenformate mit den Schnittstellen der einzelnen, kommerziellen Softwareeinheiten wirkungsvoll kommuniziert werden kann. Den Kern der Prozesskette bilden jedoch eigens entwickelte, generell anwendbare Algorithmen zur Optimierung der Tragfähigkeit durch kraftflussgerechte Orientierung der Fasern sowie ein vereinfachtes Verfahren zur trajektorienorientierten Planung der einzelnen Extrusionspfade, was im vorangegangenen Abschnitt bereits grundsätzlich erläutert wurde.

Abb. 5 zeigt Teile der in Abb. 3 geplanten trajektorienorientierten Druckpfade. Die Lücken zwischen den einzelnen Filamenten dienen dem vereinfachten Heraustrennen kleinformatiger Prüfkörper zur Untersuchung von Materialeigenschaften und Faserorientierung.



Abb. 5: Baupraktische Realisierung der in Abb. 3 geplanten Druckpfade (links) und Detailaufnahme der Extrusionsstränge (rechts)

Fazit

Additive, robotergestützte Fertigungssysteme bergen großes Potential für eine effiziente Herstellung von Strukturen im konstruktiven Ingenieurbau. Im Vergleich zur manuellen Fertigung müssen fertigungstechnische Randbedingungen weitaus weniger beachtet werden, wodurch eine Konvergenz des numerischen Optimums und der baupraktischen Realisierung ermöglicht wird. In diesem Zusammenhang bietet sich ein automatisierter Entwurfsprozess der Strukturen unter Berücksichtigung modifizierbarer Randbedingungen an.

Die Schaffung einer durchgehenden, digitalen Prozesskette und ein verlässlich produzierendes Extrusionssystem sind für eine weitere Verbreitung der robotergestützten Fertigung über den Labormaßstab hinaus notwendig.

Literatur

- [1] M. Hambach, H. Möller, T. Neumann and D. Volkmer, "Portland cement paste with aligned carbon fibers exhibiting exceptionally high flexural strength (> 100 MPa)", *Cement and Concrete Research*, vol. 89, pp. 80-86, 2016. Available: [10.1016/j.cemconres.2016.08.011](https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.08.011)
- [2] P. Lauff and O. Fischer, "Effizienter Ultrahochleistungsbeton mit innovativer trajektorienorientierter „Bewehrung“", *ce/papers*, vol. 3, no. 2, pp. 82-88, 2019. Available: [10.1002/cepa.976](https://doi.org/10.1002/cepa.976)
- [3] L. Piegl and W. Tiller, *The NURBS Book*, 2nd ed. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 1997.
- [4] L. Kolbeck, D. Auer, O. Fischer, S. Vilgertshofer and A. Borrmann, "Modulare Brückenbauwerke aus carbon-faserbewehrtem Ultrahochleistungsbeton – Graph-basierter Entwurf und trajektoriensensitive Fertigung", *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 116, no. 2, 2021. Available: [10.1002/best.202100053](https://doi.org/10.1002/best.202100053)



SSF Ingenieure

50 JAHRE **Beschleunigung**

In 50 Jahren haben wir von SSF Ingenieure unzählige Projekte für viele unterschiedliche Auftraggeber und Bauherren begleitet.

Unser Erfolg ist eine Gemeinschaftsleistung, denn er gründet auf einem vertrauensvollen Miteinander.

Deshalb möchten wir an dieser Stelle Danke sagen für das entgegengebrachte Vertrauen.

Wir blicken mit Freude und Zuversicht auf eine gemeinsame Zukunft.



ssf-ing.de/50



**MPA BAU –
Abteilung Massivbau**
www.bgu.tum.de/mb



School of Engineering and Design

Materialprüfungsamt
für das Bauwesen



Belastungseinrichtungen bis 20 MN mit umfangreicher mess- und regeltechnischer Ausstattung

Die Abteilung Massivbau des Materialprüfungsamts für das Bauwesen (MPA BAU) 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.



Bausubstanzuntersuchung an der tragenden Konstruktion

Wir führen für Sie Überwachungen von Baustellen (ÜK2 & 3) und von Bauprodukten nach Landesbauordnung sowie nach BauPG (CE-Kennzeichnung) durch.

Wir sind bauaufsichtlich anerkannt und notifiziert. Wir verfügen über Akkreditierungen als Prüflabor und als Zertifizierungsstelle.



Beratung bei Bewehrungsführung und Betonieretechnik; Betreuung von Pilotobjekten



Überwachung von Bauprodukten nach Landesbauordnung und Bauproduktenverordnung (BauPVO)

Theresienstraße 90
Gebäude N6
80333 München

Tel. +49 (0)89 289 23000
E-Mail mpa@tum.de

Deutschlandweit erste Segmentfertigteilebrücke mit geschliffenen Trockenfugen für die Anbindung des Terminal 3 am Flughafen Frankfurt/Main

Martin Hierl



Martin Hierl, Dipl.-Ing.

Studium Bauingenieurwesen, TUM,
Diplom 1997

1997 – 2002: Statiker bei SSF München

seit 2002: Max Bögl, technische Büro
Ingenieurbau

seit 2006: Max Bögl, Leiter technische Büro Ing.-Bau

Bei den üblicherweise weltweit gebauten Segmentbrücken besteht der Überbau aus vorgefertigten, möglichst präzisen Betonfertigteilen, deren Fugen mit Klebstoffen oder Mörteln beaufschlagt werden, um so die noch vorhandenen Bauteiltoleranzen auszugleichen und so beim Zusammenfügen Abplatzungen vermeiden zu können. Bei der hier vorgestellten Bauweise handelt es sich um Spannbetoneinfeldträger, die in zwei oder drei Segmenten unterteilt sind. Die Fugen werden allerdings ohne ausgleichende Zwischenschicht (wie Epoxidharz, etc.) ausgeführt, weil sie vorher präzise geschliffen wurden.

In the case of the segmental bridges usually built worldwide, the superstructure consists of prefabricated concrete elements that are as precise as possible and their joints are coated with adhesives or mortars in order to compensate for the remaining component tolerances and thus avoid spalling when they are joined together. The construction method presented here involves prestressed concrete single span girders, which are divided into two or three segments. However, the joints are made without a levelling intermediate layer (such as Epoxy glue, etc.) because they have been precisely grinded beforehand.

Einleitung

Im Zuge des kapazitiven Ausbaus des Verkehrsflughafens Frankfurt/Main soll das geplante Terminal 3 im Süden des Flughafens an die vorhandene Infrastruktur des ÖPNVs (Regional- und Fernbahnhof im Norden des Flughafens) sowie an die Terminals 1 und 2 durch ein Passagier-Transport-System (PTS) angebunden werden. Hierfür ist ein neues, eigenständiges PTS von einer Station F (Flughafenbahnhöfe) am Terminal 1 über die Stationen C am Flugsteig C des Terminals 1 sowie die Station T2 zum Terminal 3 vorgesehen. Bei dem PTS kommen Fahrzeuge der Fa. Siemens zum Einsatz, bei dem jeder Wagenkasten über je zwei Drehschemel über zwei Achsen die vertikalen Lasten in den Fahrweg einleitet. Die Achslasten betragen maximal 15 to und über die 50 Jahre geplante Nutzungsdauer des Fahrweges müssen 80 Mio Lastwechsel berücksichtigt werden.

Technische Beschreibung des Fahrweges

Die Trasse besteht aus zwei parallel angeordneten Betonfahrbahnen mit einer Breite von 2,90 m. Zur Spurführung des autonom fahrenden gummi-bereiften PTS-Fahrzeugs ist im vertieften Trogbereich der Fahrbahn eine Führungsschiene angeordnet. Die Stromversorgung des Fahrzeugs erfolgt über seitlich angeordnete Stromschienen, welche gleichzeitig als Entgleisungssicherung im Falle des Versagens der Spurführung dienen.

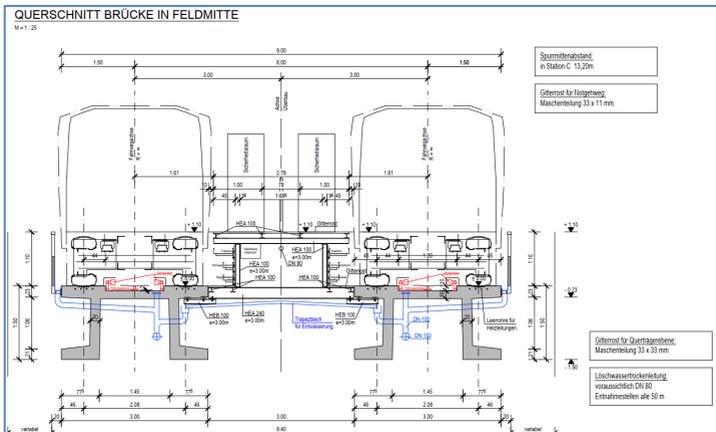


Abb.1: Fahrwegquerschnitt in Hochlage mit CT-Trägern

Die Gesamtlänge der Trasse beträgt 5550 m, wobei sich die Trasse auf einer Länge von ca. 3000 m in Hochlage befindet.

In den aufgeständerten Fahrwegabschnitten F1, F2 und F3 kommen 3 Typen von Fahrwegüberbauten zum Einsatz.

- FT-Träger: Stahlverbundüberbauten. Die Fahrbahn ist Bestandteil der Verbundkonstruktion und wird abhängig von den bautechnischen Randbedingungen im Werk oder auf der Baustelle hergestellt.
- DT-Träger: Diese Überbauten bestehen aus vorgefertigten Halbfertigteilen in Spannbetonbauweise und der auf der Baustelle hergestellten, aufbetonierten Fahrbahn.
- CT-Träger: Spannbetonfertigteilträger. Die Fahrbahn ist Bestandteil des Trägers. Der Träger wird komplett im Werk hergestellt

Die CT-Träger sind teilweise bis ca. 40 m lang und müssen aufgrund ihres Gesamtgewichtes von bis zu über 200 t in 2 – 3 Stücken unterteilt hergestellt, auf die Baustelle transportiert und vor Ort endmontiert werden. Die Trägeroberseite wird später direkt auf der Betonoberfläche von dem PTS-Fahrzeug befahren. Da sich der Fahrweg im Bereich des Flughafens befindet, ist die Verwendung von Streusalz zur Aufrechterhaltung des Verkehrs bei Schnee und Eis verboten. In die Fahrwegträger wird daher unter den

Laufflächen der PTS-Fahrzeuge eine elektrisch betriebene Heizung integriert. Die Segmente werden durch Spannglieder im nachträglichen Verbund in Längsrichtung vorgespannt und bilden so die statisch bestimmt gelagerten Fahrbahnträger. Spannbetonträger, die mit geschliffenen, trocken gefügten Betonfugen ausgeführt werden, sind in Deutschland so noch nie gebaut worden. Daher ist diese Bauweise auch bauaufsichtlich nicht in allen Punkten geregelt.

Die Stoßverbindung der Teilstücke der CT-Träger wird als trockene, geschliffene Betonfuge ausgebildet. Da der nationale Anhang der DIN EN 1992-2 für Brücken in Segmentbauweise die Zustimmung der Bauaufsichtsbehörde fordert, musste eine entsprechende Zustimmung im Einzelfall eingeholt werden. In dem Zuge wurde von Prof. Fischer ein Gutachten dazu erstellt. Zudem wurde von Prof. Tue ein Bemessungskonzept speziell für die trockene, geschliffene Fuge erstellt, das ebenfalls in die Begutachtung von Prof. Fischer eingeflossen ist.

Prinzip der trockenen Fuge/Nachweisformate

Die Teilsegmente der einzelnen Brückenträger werden nach der Aushärtung der Betonteile im Fertigteilterwerk durch eine CNC-gesteuerte Fräse bearbeitet. Die so bearbeiteten Betonoberflächen weisen eine sehr hohe Ebenheit auf, so dass sich dann beim Stoß zwei so bearbeiteter Betonoberflächen nur geringfügige Restspalte von wenigen 1/10 mm verbleiben. Diese werden durch die anschließend aufgebrachte Längsvorspannung mit nachträglichen Verbund so zusammengepresst, dass ein vollflächiger Kontakt entsteht. Solche Fugen sind zwar extrem eben, aber nicht glatt im Sinne der Norm. Die geschliffenen Betonflächen weisen einen relativ gleichmäßigen Reibbeiwert auf.

Im Vergleich zu sonstigen Spann-/Betonbauteilen müssen zur Übertragung von Biege-/Torsionsmomenten und Querkräften zum Teil andere Mechanismen in der Nachweisführung herangezogen werden, weil durch die Fugen der Segmente keine kreuzende Bewehrung verläuft, wie sie sonst bei Nachweisführungen mit der Fachwerkanalogie herangezogen wird. Die Fugen werden durch von Trägeranfang bis Trägerende verlaufende Litzen-spannglieder mit nachträglichen Verbund vorgespannt. Da die Hüllrohre, in denen die Litzen verlaufen, an den Stoßfugen unterbrochen sind, wird an den Stoßstellen das "Hüllrohr" derart aufgeweitet, dass der Verpressmörtel

eine ausreichende Betondeckung zwischen den Litzen und der Umgebungsluft erzeugt. Zusätzlich werden die Fugen noch mit kreisförmigen um die Hüllrohraussparung verlegten Butylschnüren abgedichtet. Diese Butylbänder werden auch an der Trägeroberseite angeordnet, so dass die komplette Segmentfuge von oben gegen Wassereintritt dauerhaft geschützt ist.

Weil bei der Ausbildung der Segmentfugen auf die üblicherweise zum Einsatz kommende Profilierung der Betonoberfläche verzichtet wird, müssen bei geschliffenen Betonfugen die einwirkenden Schubkräfte allein über Reibung übertragen werden. Die vorhandenen Betondruckspannungen und der durch den Schleifprozess definierte Reibbeiwert ergeben so die maximal übertragbaren Schubkräfte.

In der 1999 vom BMVI veröffentlichten Segmentbrückenrichtlinie wurden speziell für Segmentbrücken mit Hohlkastenquerschnitten Bemessungsregeln angegeben. Auf dieser Grundlage wurden im Rahmen der Begutachtung der ZiE Bemessungsregeln für die Segmentfugen abgeleitet bzw. neu und ergänzend formuliert. Im Vergleich zur üblichen Segmentbrückenbauweise wird der Überbau hier mit einem TT-Querschnitt gebildet, der unten keine durchgehende Untergurtplatte aufweist. Es sind lediglich Endquerträger und vertikal zum Fahrweg angeordnete Zwischenschotte nahe den Segmentfugen ausgebildet. Diese Besonderheit und der teilweise im Grundriss vorhandene Krümmungsradius der Fahrwegträger führt zu einigen Besonderheiten bei der Nachweisführung.

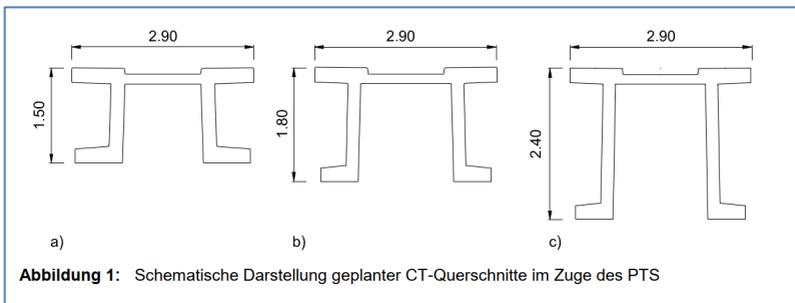


Abb.2: Schematische Darstellung geplanter CT-Querschnitte im Zuge des PTS, Darstellung angelehnt an [1]

Die Fahrwegträger der PTS in Frankfurt werden ohne separate Abdichtung und herkömmlichen Fahrbahnbelag erstellt. Das PTS-Fahrzeug fährt auf

konventionellen Gummi-Rädern und benötigt daher bei allen auftretenden Witterungsverhältnissen über das ganze Jahr hinweg eine Fahrwegoberfläche, die eine ausreichende Griffigkeit zur Übertragung von Längs- und Querkraften über die 50-jährige Lebensdauer des Fahrweges aufweist. Um diese Eigenschaften zu gewährleisten, wird bei den Segmentfahrwegträgern ein selbstverdichtender Hochleistungsbeton eingesetzt, der im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit einen ausreichenden Widerstand gegen Frost und Abrieb aufweist. Da der Einsatz von Streusalz im Bereich des Flughafens verboten ist, ist innerhalb der Betondeckung unter den Fahrstreifen des PTS-Fahrzeuges eine elektrisch betriebene Heizung vorgesehen.

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Im Vergleich zu konventionellen Spannbetontragwerken mit durchlaufender, schlaffer Bewehrung sind höhere Anforderungen an den Dekompressionsnachweis im Bereich der Fugen zu erfüllen. Hier wurde festgelegt, dass die Dekompression unter der seltenen (charakteristischen) Lastfallkombination nachzuweisen ist, wobei hier eine Mindestdruckspannungreserve in der vorgedrückten Zugzone von $0,5 \text{ N/mm}^2$ nachzuweisen ist. Diese hohen Anforderungen stellen sicher, dass sich unter normalen Belastungszuständen kein Fugenöffnen einstellen kann. Damit werden auch Spannungsspitzen an den Fugen in den Spanngliedern im nachträglichen Verbund verhindert. Im Gebrauchszustand ist die Fuge damit immer überdrückt. Im Vergleich zu üblichen Straßenbrücken ist die eintretende Belastung aus dem PTS-Fahrzeug sehr gut bekannt, so dass eine Belastungsüberschreitung an den Fugen ausgeschlossen werden kann.

Um eine Versagensvorankündigung an den Trägern zu gewährleisten, muss nachgewiesen werden, dass sich bei einer "Rissbildung" (=Fugenöffnung von $0,2 \text{ mm}$) unter der häufigen Einwirkungskombination an der Fuge mit einer reduzierten Spannstahlfläche noch eine ausreichende Standsicherheit ergibt. Um die Fugenöffnung sichtbar zu machen, werden an der Unterseite der Fugen Epoxidanstriche angebracht. Wenn sich die Fuge öffnet, wird das Epoxidharz an der Stelle reißen. Dieser Riss bleibt dauerhaft sichtbar und kann im Zuge der normalen Brückeninspektionen detektiert werden.

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Während für die Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit immer von einem linearen Materialverhalten und somit gleichmäßigen Biege- und Torsionssteifigkeit über die gesamte Trägerlänge ausgegangen werden kann, müssen im GZT alle Effekte berücksichtigt werden, die sich aus dem Öffnen der Segmentfugen ergeben. Während sich bei Einfeldträgern, die im Grundriss gerade verlaufen, beim Öffnen der Fugen kaum Änderungen in der Schnittgrößenverteilung zwischen den beiden Querschnittsstege ergeben, sind im Kurvenbereich hier einige Besonderheiten zu beachten. In Kurven wird der kurvenäußere Steg anders belastet wie der kurveninnere Träger. Durch diese ungleiche Belastung werden sich im GZT an den Fugen auf der Kurvenaußenseite früher Zugspannungen an der Trägerunterseite einstellen als bei den kurveninneren Stegen. Diesem Effekt kann zwar durch unterschiedliche Ausführung der Vorspannung in den beiden Stegen begegnet werden. Dennoch führt das Öffnen einer Fuge zu einer Änderung der Schnittgrößenverteilung zwischen den beiden Stegen. Die damit einhergehenden Lastumlagerungen müssen statisch untersucht und nachgewiesen werden. Um die Umlagerungseffekte einzugrenzen und das "Ebenbleiben der Querschnitte" sicherzustellen, wurde festgelegt, dass im GZT das Öffnen der Fugen bei nahezu geraden Fahrwegträgern bis zur halben Trägerhöhe reichen darf. Bei Kurventrägern wurde festgelegt, dass sich die Fuge maximal bis zu einem Drittel der Trägerhöhe öffnen darf. Damit wird sichergestellt, dass die Schubkräfte, die sich durch die einwirkenden Schnittgrößen aus Querkraften und Torsion sicher über die Fuge übertragen werden können.

Fazit

Die Segmentbauweise hat sich in Deutschland aufgrund der gegebenen Rahmenbedingungen kaum durchsetzen können. Dennoch vereint diese Bauweise die Vorteile einer Fertigung unter industriellen Bedingungen einschließlich der damit sehr hochwertigen Bauprodukte und eines hohen Vorfertigungsgrades und schnellen Baufortschrittes am Endmontageort. Aufgrund der heute möglichen CNC-Bearbeitung von Betonoberflächen und der damit erzielbaren Präzision ist es möglich, ohne weitere Maßnahmen

oder Fugenkleber/-mörtel Betonbauteile aneinanderzufügen, ohne dass Abplatzungen eintreten. Bei dieser Bauweise können aber nicht die sonst weltweit bei der Segmentbauweise üblichen Profilierungen der Fugen ausgeführt werden, weil dies einerseits sehr aufwendig für den Schleifprozess wäre und andererseits aber auch wegen des durch den Schleifprozess erzielten, definierten Reibbeiwertes auch nicht notwendig ist. Die aktuellen Bemessungsvorschriften mussten auf diese Besonderheiten angepasst werden. Seit Sommer 2021 laufen die ersten Trägermontagen mit Fertigteilträgern dieser neuen Bauweise am Frankfurter Flughafen im Bereich des Terminals 2.

Literatur

- [1] Fischer O., Thoma S., Schramm N.: Gutachterliche Bewertung zur Ausführung und zum Nachweiskonzept der CT-Träger in Segmentbauweise mit geschliffener Trockenfuge (06.05.2020)
- [2] Tue N. V., Rieger M.: Bemessungskonzept PTS-Fahrweg mit trockener Fuge, Stand 17.03.2020

Realisierung der neuen „Airport Academy“ an der Air-Site West am Münchener Flughafen – bautechnische und statisch-konstruktive Herausforderungen im Betonbau

Markus Ott



Dipl.-Ing. Markus Ott

Studium Bauingenieurwesen an der TU München, Diplom 2000
2000 – 2004 Statiker, Projektleiter, Technisches Büro Bilfinger Berger
2005 – 2015 verschiedene Fach- und Führungsfunktionen im Ausland
2016-2019 Bereichsleitung Ingenieurbau Österreich, Implenia Wien
Seit 2019 Bereichsleitung Ingenieurhochbau Bayern, Ed. Züblin AG

Am neuen LabCampus des Münchener Flughafens plant und erstellt die Ed. Züblin AG als Generalübernehmerin den Neubau des Trainingszentrums „Airport Academy“. Besonders bautechnisch herausfordernd ist das tragende, außenliegende Betonfachwerk über zwei Geschosse. Das Tragwerk folgt von der Formgebung her den Start- und Landebahnen des Flughafens und ist umlaufend ohne jegliche Dilatationsfugen ausgeführt. Über seitlich auflagernde Stahlverbundträger und tragende Fassadenpfeiler unterstützt das Tragwerk die darüberliegenden Geschosse. Neben zahlreichen Interaktionen in der Tragwerksfindung und -planung in Kombination mit hochbeanspruchten Knotenpunkten, stellt der Anspruch einer

gleichbleibenden Ästhetik des später um den kompletten Gebäudeumfang sichtbaren Außentragwerks eine besondere Herausforderung an das Schalungssystem und an den Betonbau dar.

As a general contractor, Ed. Züblin AG is planning and executing the new training center “Airport Academy”, which is part of the LabCampus innovation hub on the Munich Airport site. Especially the external two-story concrete truss poses a significant challenge in terms of structural engineering. Inspired by the distinctive shape of Munich Airport’s runway & taxiway, the structure is designed without expansion joints. In combination with the laterally supported steel-composite beams and the load-bearing concrete façade pillars, the concrete truss functions as part of the superstructure by supporting the floors above.

Regarding the fulfilling of demands for an even and seamless appearance of the see-through external supporting structure, the combination of a unique structural design and the presence of highly stressed nodes poses a significant challenge to the formwork and exemplifies the complexity in concrete construction.

Einleitung

Am Gelände der Air-Site West am Münchener Flughafen plant und baut die Ed. Züblin AG als Generalübernehmer das markante Gebäude „Airport Academy“. Kennzeichen des neuen Gebäudes ist das später sichtbar bleibende Betonaußentragwerk, welches durch die Idee, in seiner Form die Start- und Landebahnen des Flughafens nachzubilden, den Auftraggeber überzeugte. Die damit geometrisch fixierte äußere Tragstruktur stellte eine Vielzahl von Herausforderungen in der Formfindung und Optimierung des statischen Systems unter Heranziehung verschiedener statischer Teilmodelle dar.



Abb. 1: Hergestellter Takt des Betonaußenfachwerks

Durch die vordefinierte Geometrie war für die Ausführung eine große Flexibilität des Schalungssystems mit Sonderanfertigungen erforderlich. Eine gleichmäßige Oberflächenqualität, Lage und Ausführung von Arbeitsfugen, Betonier- und Verdichtbarkeit der massiven, sich kreuzenden Bewehrungen und Knoten, sowie jahreszeitliche Einflüsse bestimmten die Betonarbeiten. Durch Herstellung einer Musterfassade über zwei Vollgeschosse in Originalgröße konnten die Erwartungshaltungen mit den Beteiligten einvernehmlich abgestimmt werden.

Statisch konstruktive Herausforderungen

Ausgehend von einer Entwurfsstatik in einem 2D-Stabwerksmodell, wurde eine finale Formfindung durch Verschiebung der Schrägstützen an hochbeanspruchte Stellen des Außentragwerks erreicht, um eine optimierte Lösung zwischen Kraftfluss und Architektur zu gewährleisten. Favorisiert wurde eine fugenlose, monolithische Konstruktion, wodurch die Zwängungen die maßgebenden Belastungen darstellen.

Die Ausführungsplanung erfolgte an einem 3D-Gesamtmodell und wurde mit den Erkenntnissen des 2D-Modells abgeglichen. Es wurden weitere Teilmodelle verwendet, um zu positive Effekte aus der 3D-Berechnung zu eliminieren. Da eine Pfahlgründung aufgrund von wasserrechtlichen Vorgaben ausgeschlossen war, wurde das Fachwerk auf Einzelfundamenten

gegründet und der Boden über ein Halbraummodell zur Ermittlung lastabhängiger Ersatzsteifigkeiten abgebildet. Durch die Verwendung eines Zerrbalkens zwischen den Fundamenten konnten, die zunächst sehr unregelmäßig großen Horizontalkräfte am Fuße der Schrägstützen aus Zwang und Abtriebskräften in den Griff bekommen werden. Sämtliche Knoten des Fachwerks sind biegesteif modelliert, lediglich für den Anschluss an die Einzelfundamente wurde eine gelenkige Modellierung gewählt und entsprechend in der Bewehrungsführung berücksichtigt.

Als besonders herausfordernd erwies sich auch die Einbindung der Decken in das Außentragwerk. Die innenliegenden Stahlverbunddecken schließen monolithisch an den Obergurt des Außentragwerks an. Hierdurch ergeben sich durch den Zwangslastfall Temperatur (Unterschied Temperatur Innenbauteil Decke zu Außenbauteil Fachwerk) enorme Längsschubkräfte parallel zur Decke als maßgebenden Bemessungslastfall, die das Vierfache im Vergleich zu den Querschubkräften betragen. Die Übertragung der Schubkräfte erfolgt durch Einbauteile bzw. Schraubmuffen und eine verzahnte Fuge.

Über dem Außentragwerk liegen drei weitere Vollgeschosse, die mittels tragenden, über die Geschosse versetzten Wandpfeilern in der Fassadenebene zusammen mit den Deckenbereichen wirken und ein Tragverhalten ähnlich eines Vierendeel-Trägers aufweisen. Durch diesen Einfluss erhöht sich auch die Steifigkeit der Gesamtfachwerkkonstruktion. Auf der sicheren Seite liegend und zur Optimierung der Rechenzeiten, wurden am Ende Grenzwertbetrachtungen für die Steifigkeiten durchgeführt und zwei getrennte Gesamtmodelle (Trennung in untere Fachwerkgeschosse und obere Geschosse) für die Bemessung angesetzt.

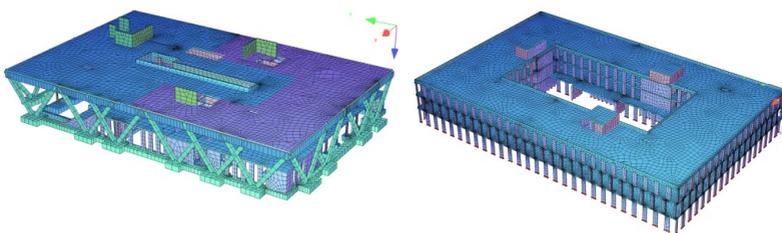


Abb. 2: Getrennte statische 3D-Modelle für Fachwerk und Obergeschosse

Infolge der sehr hohen Bewehrungsgrade, die aus der komplexen Geometrie und den Knotenpunkten resultieren, wurde von Anfang an bei der Planung auf die mögliche Bewehrungsführung und die Verwendung von Muffenstößen sowie Betonier- und Rüttelgassen Rücksicht genommen. Gerade die Übergangsbereiche von Streben zum Obergurt weisen komplizierte Bewehrungsschnittstellen auf. Die Bewehrung wurde daher in 3D konstruiert.

Bautechnische Überlegungen

Neben den Herausforderungen aus dem statischen Modell und der Planung, lagen die bautechnischen Aufgaben im Betonbau vor allem in der Wahl des entsprechenden Schalungssystems und einer baubaren Einteilung in einzelne Takte.

Obwohl vertraglich lediglich eine Sichtbetonqualität SB2 geschuldet war, fiel die Entscheidung bedingt durch die Geometrie und die große Flexibilität des Schalungssystems schnell auf eine Trägerschalung, kombiniert mit 89 Stück Sonderschalungselementen (Kästen), welche zu einer höheren Sichtbetonqualität SB3 führte. Beeinflusst wurde die Wahl des Systems auch durch den Wunsch des Bauherrn nach einem möglichst ankerfreien Schalungsbild, einer glatten Oberfläche und der Forderung keine sichtbaren horizontalen Arbeitsfugen und Trapezleisten anzuordnen.

Um die gewünschte gleichmäßige Oberfläche über die komplette Höhe und in den Schrägen und Ausrundungen gewährleisten zu können, entschied man sich, das Fachwerk vertikal in drei Herstellabschnitte (Sockelbereich, Zwischenschuss, Obergurt) zu unterteilen. Zur Vermeidung sichtbarer Arbeitsfugen wurden mit dem jeweils unteren Takt im Bereich der Arbeitsfugen Bretter in lediglich Stärke der Betondeckung eingelegt und dieser Bereich nachträglich gemeinsam mit dem darüberliegenden Schuss ausbetoniert. Das Ergebnis war eine glatte kaum sichtbare Fuge, die dem Erscheinungsbild der Schalhautstoßfugen gleicht. Somit war es möglich, alle Arbeitsfugen nach statischen, schalungstechnischen und baubetrieblichen Aspekten zu wählen. Die Herstellung eines Musterfachwerkstücks in Originalgröße bestätigte, dass damit sämtliche Ansprüche hinsichtlich Optik erfüllt werden konnten.

Eine weitere Randbedingung war die Wahl der Betonsorte. Das Außentragwerk soll über den Umfang und über die Höhe ein einheitliches Erscheinungsbild besitzen, gleichzeitig besteht das Fachwerk aus Sicht der Betontechnologen aus drei verschiedenen Anforderungsbereichen: 1. Sockelbereich mit Anforderung XD aus Frost- und Tausalz, 2. mittlerer Bereich ohne besondere Anforderungen, 3. Obergurtbereich als Massenbetonbauteil. Weiterhin beeinflussten die sehr hohen Bewehrungsgehalte die Wahl des Größtkorns. Als Ergebnis sämtlicher Randbedingungen wurde ein einheitlicher Beton C35/45, XD2, XF2, F5 mit einer 0/8 Körnung verwendet.

Die Einbringung des Betons erfolgte konventionell mittels Betonpumpe von oben. Pumpenschlauch und Rüttler wurden vor dem Schließen der Schalung bereits in die Bewehrung der jeweiligen Betonierakte eingelegt. Zusätzlich wurden Außenrüttler verwendet. Alternativ untersuchte Beton-einbautechnologien wurden verworfen. Die Untersuchung eines selbstverdichtenden Betons ergab sehr hohe und somit für das Schalungssystem unwirtschaftliche Betonierdrücke. Im Falle der Wahl eines von unten in die Schalung gepumpten Betons waren sternförmige Ausstrahlungen und somit Störungen an der Betonoberfläche im Bereich der Einfüllstutzen zu erwarten.

Bedingt durch die Bauzeit des Fachwerks von mehr als einem halben Jahr und einem Baubeginn im Januar, werden unterschiedliche Jahreszeiten von Winter bis Sommer durchlaufen. Dies führt erfahrungsgemäß durch Einflüsse aus Temperatur und Feuchtigkeit zu unterschiedlichen Grautönen des Betons, speziell in den Wintermonaten mit niedriger Temperatur und hoher Feuchtigkeit ist am Ende ein dunklerer Beton zu erwarten. Um dem bestmöglich entgegenzuwirken, wurde das Fachwerk gleichzeitig von einem Startpunkt aus entgegengesetzt in zwei Richtungen begonnen, so dass benachbarte Betonierabschnitte jeweils einen möglichst geringen zeitlichen Versatz bei der Herstellung aufweisen. Auch der Lückenschluss erfolgte somit annähernd zeitgleich mit den Nachbarakten, wodurch ein für den späteren Betrachter einheitliches Erscheinungsbild gewährleistet werden konnte.

Die Einbindung von Stahlverbundträgern und -decken, sowie hochinstallierte Decken in den Obergeschossen, runden die bautechnischen Herausforderungen ab.

Fazit

Durch gelungene Abstimmung und das Zusammenspiel zwischen Architekten, Auftraggeber, dem eigenen Technischen Büro, dem bautechnischen Prüfer, eigenen Betontechnologen und der erfahrenen Ausführungsmannschaft, können auch die Anforderungen an solche herausfordernden Projekte früh in den Griff bekommen werden. Durch eine sinnvolle Wahl von geeigneten Bemessungsmodellen und erfahrene Tragwerksplaner, können das Tragwerk realistisch modelliert werden und Detaillösungen für Knoten und Bewehrungsführungen sinnvoll mit dem Ausführungsteam abgestimmt werden. Bautechnische Vorgaben und Zwänge werden durch die Wahl eines geeigneten Schalungssystems und eine vorausschauende Festlegung von Betoniertakten und Betontechnologie gut händelbar.

Die Airport Academy stellt ein schönes Beispiel und Referenzobjekt dar, welche gestalterischen Möglichkeiten auch im Betonbau umsetzbar sind.

Bildnachweis

- [1] Ausschnitt Außentragwerk Airport Academy, © Gert Krautbauer für Ed. Züblin AG, 2020
- [2] Visualisierung der verwendeten 3D-Modelle, Technisches Büro Ed. Züblin AG

Straßen Brücken Tunnel

Schorgasttalbrücke

Entwurf · Ausführungsplanung · Bauüberwachung

1. Platz Realisierungswettbewerb · Nominierung Deutscher Ingenieurpreis 2021

BPR

Dr. Schäpertöns Consult

www.bpr-consult.com

SRP

Schneider + Partner

www.srp-consult.de

Besondere statische Aspekte der Generalinstandsetzung der Ludwigsbrücken in München

Otto Wurzer



Dr.-Ing. Otto Wurzer

1988 Diplom Bauingenieurwesen TUM
1997 Promotion Universität der Bundeswehr
München
Seit 2004 Geschäftsführer WTM Engineers
München GmbH, München

Fast 90 Jahre nach ihrer Erbauung weisen die Innere wie die Äußere Ludwigsbrücke über die Isar in München einen erheblichen Instandsetzungsbedarf auf. Ursachen hierfür sind originäre konstruktive Defizite, die verkehrliche Mehrbelastung sowie Frost- und Tausalzschäden aufgrund von Undichtigkeiten. Bei der Instandsetzung der beiden denkmalgeschützten Brücken sind besondere statisch-konstruktive Randbedingungen zu berücksichtigen.

Nearly ninety years after their construction both listed bridges crossing the river “Isar” close to “Deutsches Museum” in Munich strongly require restoration. Serious damages of the sealing and the drainage followed by extensive leakage, structural problems and a significant increase in traffic load may be considered to be responsible. Maintaining traffic during the restoration works and special structural aspects are appreciable challenges in execution.

Einleitung

Bereits im 12. Jahrhundert wurde im Bereich des heutigen Standorts der Inneren- und Äußeren Ludwigsbrücke eine Brücke gebaut, um die damalige „Salzstrasse“ über die Isar zu führen. Historisch ist die Stadtgründung von München eng mit dem Bau dieser Brücke verbunden. Wie dem Bild 1 zu entnehmen ist, waren diese ersten Brücken über die Isar Holzkonstruktionen. Obwohl im Laufe der Geschichte diese Holzkonstruktionen durch Steinbrücken abgelöst wurden, stellten die Hochwasserereignisse an der Isar stets große Risiken dar, wie das Bild 2 anschaulich zeigt.



Abb. 1: Älteste Ansicht Münchens mit Isarbrücke 1493 (Schedelsche Weltchronik)



Abb. 2: Einsturz der Isarbrücke 1813 kurz nach Fertigstellung

Die beiden aktuellen Brückenbauwerke wurden in den Jahren 1933 / 1934 hergestellt.

In unmittelbarer Nähe zum Deutschen Museum überführt die Innere Ludwigsbrücke die Zweibrückenstraße über die Große Isar. In Richtung Gasteig spannt sich die Äußere Ludwigsbrücke über die Kleine Isar, die als innerstädtischer Naturschutzraum in ökologischer Hinsicht besonders wertvoll ist. Beide Brücken sind heute denkmalgeschützt. Die hohe Verkehrsbelastung, aber auch die unmittelbare Nachbarschaft der Brücken einerseits zu Zentren urbaner Aktivität und andererseits zu ökologischen Schutzräumen stellen ein intensives Spannungsfeld für Baumaßnahmen an den Ludwigsbrücken dar.

Bauwerkskonstruktionen

Wie dem Bild 3 zu entnehmen ist, wurde die Innere Ludwigsbrücke als einfeldriges, über 43 m gespanntes Bauwerk konzipiert. Wesentliche tragende Konstruktion ist ein flacher Dreigelenk-Bogen aus Stahlbeton, auf den über Längsschotte den Fahrbahnaufbau tragende Spargewölbe aufgeständert sind. Die beiden Brückenwiderlager weisen massive Fundamente auf, um den Bogenschub abtragen zu können. Hergestellt wurde das Bogentragwerk in der sogenannten Melanbauweise, bei der ein bogenförmiges Stahlfachwerk als in den Bogen integriertes Lehrgerüst eingesetzt wurde. Die Seitenflächen der Brücke sind mit einer Natursteinverkleidung versehen.

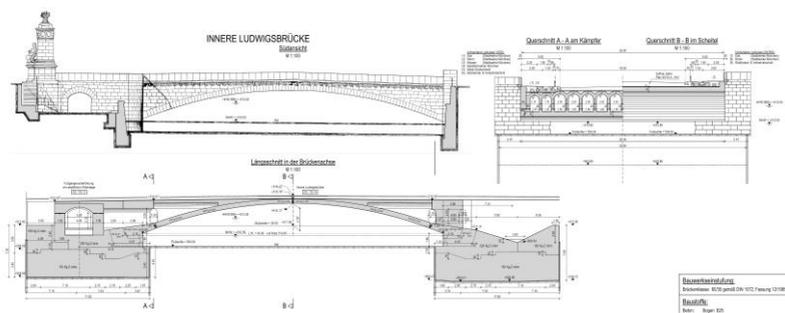


Abb. 3: Konstruktion der Inneren Ludwigsbrücke

Aufgrund des ausgedehnten Flussraumes der Kleinen Isar wurde die Äußere Ludwigsbrücke als zweifeldriges Bauwerk mit Feldweiten von ca.

33 m ausgeführt. Die tragende Konstruktion in den beiden Brückenfeldern besteht ebenfalls aus Dreigelenkbögen mit einem im Vergleich zur Inneren Ludwigsbrücke etwas größeren Bogenstich. Anders als bei der Inneren Ludwigsbrücke ist bei der Äußeren Ludwigsbrücke eine profilierte Stahlbeton-Fahrbahnplatte ausgebildet, die über Längsschotte auf die tragenden Stahlbetonbögen abgesetzt ist. Massive Widerlager und ein ausgeprägter Flusspfeiler bilden die Unterbauten der Äußeren Ludwigsbrücke.

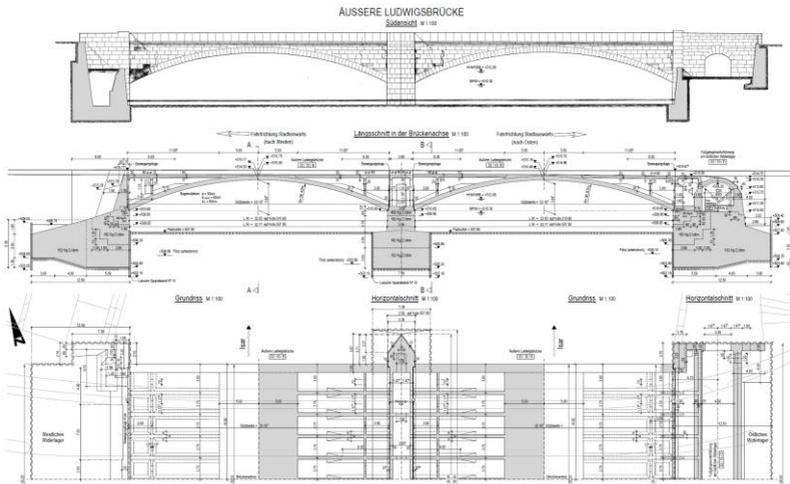


Abb. 4: Konstruktion der Äußeren Ludwigsbrücke

Bauwerkszustand und Instandsetzungsbedarf

Um den Bauwerkszustand der Ludwigsbrücken zu erfassen und fundiert zu beurteilen wurden sowohl statische Analysen wie auch vertiefte Bauwerkprüfungen durchgeführt.

Bereits in den 1980er Jahren wurden für die beiden Ludwigsbrücken Einstufungsberechnungen vorgenommen, in deren Folge sie in die Brückenkategorie 60/30 eingestuft wurden. Eine in 2009 erfolgte Nachrechnung auf der Grundlage der Nachrechnungsrichtlinie hat allerdings ergeben, dass insbesondere die Äußere Ludwigsbrücke folgende statisch-konstruktive Defizite aufweist:

- Unzureichende Querbewehrung in den Fahrbahnplatten
- Unzureichende Querbewehrung in den Dreigelenkbögen
- Nicht ausreichende Spaltzugbewehrung in den Scheitel- und Kämpfergelenksköpfen

Der Befund unzureichender Querbewehrung bestätigte sich auch für die östlich und westlich der Ludwigsbrücken gelegenen Fuß- und Radwegunterführungen.

Die Bilder 5 bis 7 zeigen den Bauwerkszustand vor der aktuellen Generalinstandsetzung. Auffällig sind starke Feuchteschäden an den Unterseiten der Bogentragwerke, an den Fahrbahnplatten und unterhalb der Brüstungen, die durch unterläufige Abdichtungen, sowie durch schadhafte Entwässerungsleitungen und defekte Tropftüllen verursacht wurden. Besonders ausgeprägt waren diese Durchnässungen im Bereich der Scheitel und Kämpfergelenksfugen der Äußeren Ludwigsbrücke. Die Bogentragwerke wiesen außerdem eine stark inhomogene Betonstruktur sowie zahlreiche Hohllagen und Risse auf.



Abb. 5: Feuchteschäden an einem Kämpfergelenk

Um die aus der langzeitigen Durchnässung an den Scheitel- und Kämpfergelenksköpfen resultierenden Schäden zu untersuchen, wurden dort Betonkerne entnommen. Diese zeigten eine erhebliche Chloridbelastung und Frostschäden an der Betonstruktur auf (siehe Bild 8). Chloridinduzierte Korrosion an der Bewehrung der Scheitelgelenksköpfe galt vor diesem Hintergrund als sehr wahrscheinlich. In Kombination mit der statisch nachgewiesenen Unterdeckung der Spaltzugbewehrung ergab sich daraus ein erhebliches Risiko für eine nennenswerte Tragfähigkeitsreduktion an den Scheitel- und Kämpfergelenksköpfen und damit für die Aufrechterhaltung

der Standsicherheit der statisch bestimmten Dreigelenksbögen. Schon allein aus diesem Schadensszenario heraus resultierte unmittelbarer Ertüchtigungs- und Instandsetzungsbedarf für die Äußere Ludwigsbrücke.



Abb. 6: Durchfeuchtungen an den Scheitelgelenken



Abb. 7: Risse und Hinterläufigkeit im Brüstungsbereich

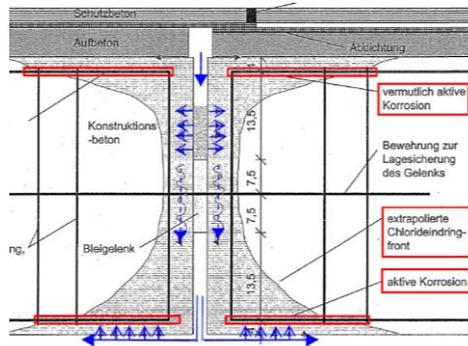


Abb. 8: Chlorid- und Feuchtebelastung in den Scheitelgelenken

Erforderliche Instandsetzungsmaßnahmen

Auf der Grundlage des erläuterten Bauwerkszustands wurden neben einer grundhaften Sanierung der Betonoberflächen folgende Instandsetzungsziele für die Äußere Ludwigsbrücke abgeleitet:

1. Wiederherstellung eines funktionsfähigen Abdichtungs- und Entwässerungssystems

In Bild 9 ist der Regelquerschnitt der instandgesetzten Ludwigsbrücke dargestellt. Durch ausreichend Längs- und Quergefälle der Abdichtungsoberfläche soll sichergestellt werden, dass evtl. Sickerwasser konsequent zu den Tropftüllen abgeführt wird. Außerdem wird die Abdichtung an den Brüstungen in Verwahnischen hochgeführt und durch Klemmleisten gesichert. Im Bereich der Scheitel- und Kämpfergelenke verhindern spezielle Fugenprofile mit ausreichender Verformungskapazität dauerhaft das Eindringen von Sickerwasser in die Fugenkonstruktion.

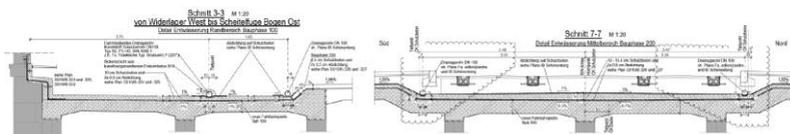


Abb. 9: Regelquerschnitt der Äußeren Ludwigsbrücke

2. Verstärkung der Querbewehrung der Bogentragwerke

Da ein flächenhafter Abtrag der Betondeckung zum Zwecke der Arbeitsvorbereitung für die Verstärkung der Querbewehrung die Stabilität der Längsbewehrung an der Bogenunterseite gefährdet hätte, wurden die Verstärkungsmaßnahmen wie in Bild 10 dargestellt in Streifen vorgenommen. Abhängig vom erforderlichen Verstärkungsgrad wurden Verstärkungsstreifen mit 19 cm Breite und 3 Betonstahlstäben D=14 mm B500B oder mit 39 cm Breite und 6 Betonstahlstäben D=14 mm ausgeführt. Die statische Mitwirkung dieser ergänzten Bewehrungsstäbe wurde durch eingebohrte und eingeklebte Anschlussbewehrung sichergestellt. Aufgrund der geringen zur Verfügung stehenden Betondeckungen kam Edelstahlbewehrung zum Einsatz. Der Betonabtrag erfolgte durch Hochdruckwasserstrahl. Zur Profilierung wurde Spritzbeton eingesetzt.

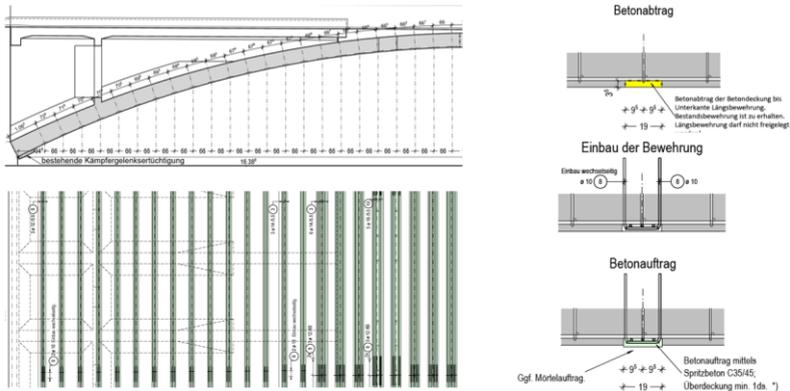


Abb. 10: Verstärkungsstreifen Bogenunterseite der Äußeren Ludwigsbrücke

Die obere Bogenquerbewehrung wurde verstärkt, indem überzugsartige Betonrippen auf den Bogenoberseiten ergänzt wurden. Dies macht allerdings das Durchbohren der Längsschotte erforderlich, um die durchlaufende statische Wirkung dieser Rippen zu gewährleisten.

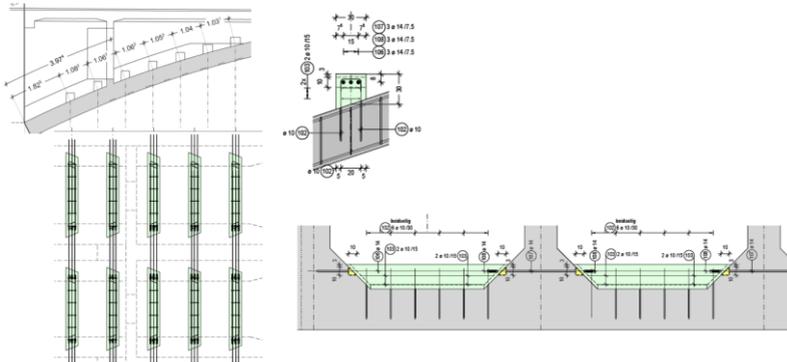


Abb. 11: Verstärkungsrippen Bogenoberseite der Äußeren Ludwigsbrücke

3. Verstärkung der Querbewehrung der Fahrbahnplatte

Die bestehende Fahrbahnplatte der Äußeren Ludwigsbrücke ist monolithisch mit deren Längsschotten verbunden (siehe Bild 4). Ein Einbau zusätzlicher Querbewehrung an der Unterseite der bestehenden Fahrbahnplatte (Durchhörtern der Längsschotte, etc.) wäre mit großem Aufwand verbunden gewesen. Vor diesem Hintergrund fiel letztendlich die Entscheidung, die Fahrbahnplatte der Äußeren Ludwigsbrücke vollständig zu erneuern. Zu diesem Zweck werden die Längsschotte knapp unterhalb der Fahrbahnplatte mittels Betonsäge durchtrennt und die Fahrbahnplatte im Anschluss rückgebaut. Um einerseits die Stabilität des Überbaus auch im Bauzustand zu gewährleisten und andererseits den Verkehr während der Bauzeit aufrecht erhalten zu können, erfolgt Rück- und Neubau der Fahrbahnplatte abschnittsweise (siehe Bild 12).



Abb. 12: Bauabschnitte für Rück- und Neubau der Fahrbahnplatte der Äußeren Ludwigsbrücke

4. Ertüchtigung bzw. Erneuerung der Scheitel- und Kämpfergelenksköpfe

Aufgrund von Naturschutzvorgaben sowie der ständig präsenten Hochwassergefahr in der kleinen Isar ist eine Hilfsunterstützung der Bogentragwerke während der Erneuerung der Scheitelgelenksköpfe ausgeschlossen. Um die Scheitelgelenke während der in Teilabschnitten durchzuführenden Erneuerung der Scheitelgelenksköpfe zu entlasten, soll daher der in Bild 13 dargestellte „Kraft-Bypass“ zur Anwendung kommen. Dabei werden massive Abstützblöcke aus Stahlbeton seitlich der Gelenkfuge auf die Ober- und Unterseite der Bogentragwerke gespannt. Diese dienen als Widerlager für Stahlrohrsteifen, die mittels hydraulischer Pressen vorgespannt werden und so die Bogenkräfte wie in einem Bypass umleiten.

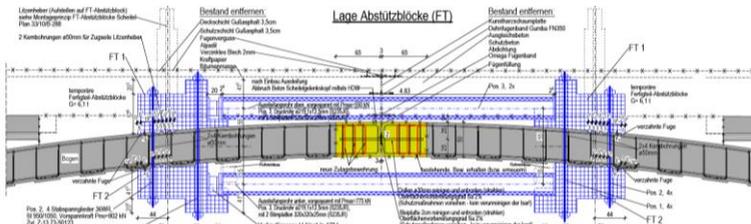


Abb. 13: „Kraft-Bypass“ zur Entlastung der Scheitelgelenke während der Erneuerung

Statische Analysen ergaben allerdings, dass die Erneuerung der Scheitelgelenksköpfe im Schutz des dargestellten „Kraft-Bypasses“ in den Randbereichen der Bögen zu unzulässigen Biegebeanspruchungen führt. Daher werden die Scheitelgelenksköpfe in diesen Bogenrandzonen nicht erneuert, sondern durch den Einbau von Relast-Ankern im Hinblick auf ihre Spaltzugtragfähigkeit ertüchtigt (siehe Bild 14). Die Anwendung der Relast-Anker zu diesem Zweck ist durch deren aktuell gültige bauaufsichtliche Zulassung nicht abgedeckt, weshalb eine Zulassung im Einzelfall erwirkt wurde.

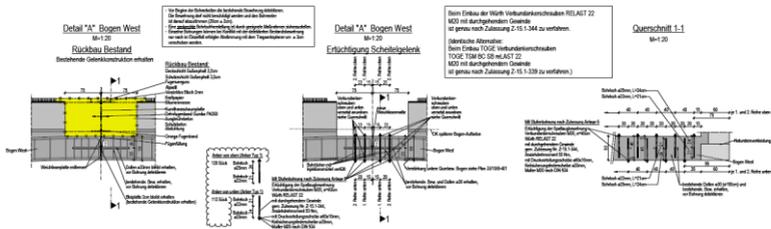


Abb. 14: Ertüchtigung der Scheitelgelenksköpfe mittels Relast-Ankern

Auch an den Kämpfergelenken erfolgte eine Ertüchtigung. Da diese Verstärkungsmaßnahme bereits 2017 als Vorabmaßnahme notwendig wurde, kamen statt der Relast-Anker konventionelle Gewindestäbe zur Anwendung.

Bauausführung – Ausblick

Um während der gesamten Bauzeit den Verkehr auf den Ludwigsbrücken aufrechterhalten zu können, erfolgt die Bauabwicklung in mehreren Verkehrs- und Bauphasen.

Seit Juni 2020 werden in der ersten Hauptbauphase die Brückenrandbereiche, in denen sich die Fuß- und Radwege und die Spartenzonen befinden, instandgesetzt. Der Individualverkehr wird zu diesem Zweck auf eine Fahrspur je Fahrtrichtung eingeschränkt. Der Trambahnbetrieb kann bis zum Ende der ersten Bauphase fortgesetzt werden. Aufgrund des begrenzten Raums auf den Ludwigsbrücken war es unumgänglich, die Fuß- und Radwege während der gesamten Bauzeit auf Behelfsbrücken umzuverlegen. Diese wurden im März 2020 in sechs Nachtschichten auf zuvor hergestellte temporäre Unterbauten eingehoben (siehe Bild 15).



Abb. 15: Einhub der Behelfsbrücken nördlich und südlich der Äußeren Ludwigsbrücke

Ab November 2021 beginnt die zweite Hauptbauphase, in der die mittleren Bereiche der Ludwigsbrücken instandgesetzt werden. In dieser Bau- und Verkehrsphase ist der Trambahnbetrieb eingestellt und die Individualverkehrsspuren werden jeweils in die Randzonen der Brücken auf provisorische Fahrbahnen umverlegt, die entlang der zukünftigen Sparten gruben verlaufen.

Nach erfolgreichem Abschluss der zweiten Hauptbauphase wird der Tram- bahnverkehr wieder aufgenommen und der Individualverkehr wird in seinen endgültigen Fahrspuren geführt. Wesentliche Aufgaben in dieser Phase stellen die Endmontage der Sparten und die Herstellung der endgültigen Geh- und Radwege dar. Der Abschluss der gesamten Baumaßnahme ist für 2023 geplant.

2. S-Bahn-Stammstrecke München

Bauabschnitt Ost und erste laufende Maßnahmen im westlichen Streckenabschnitt

Jörg-Rainer Müller



Jörg Rainer Müller, Dipl.-Ing.

1998-2003 Studium Bauingenieurwesen,
TU München

2003-06 Projekt Ingenieur – „HighLight“
Towers

2006-15 Projektkoordinator ÖBB-
Infrastruktur AG – Semmering Basis-
tunnel neu

Seit 2015 Leiter versch. Projekte bei DB
Netz AG – Boßlertunnel, Steinbühl-
tunnel, Filstalbrücke, 2. SBSS unterirdisch
Ost und Ostbahnhof

Die Münchner S-Bahn befördert täglich rund 840.000 Fahrgäste und legt im Jahr über 20 Millionen Kilometer zurück. Sie ist damit eines der größten S-Bahn-Systeme in Deutschland. Die 1972 zu den Olympischen Spielen eröffnete Stammstrecke gerät damit an ihre Kapazitätsgrenzen, insbesondere da alle S-Bahnen durch einen Tunnel die Münchner Innenstadt unterqueren müssen. Um dieses Nadelöhr zu beseitigen, wird auf rund zehn Kilometern zwischen den Bahnhöfen Laim im Westen und Leuchtenbergring im Osten eine 2. Stammstrecke gebaut. Diese soll die bestehende Stammstrecke entlasten, im Störfall eine Ausweichmöglichkeit bieten und gleichzeitig die Einführung eines neuen Express-S-Bahn-Systems ermöglichen. Kernstück ist ein sieben Kilometer langer Tunnel, der den Hauptbahnhof und den Ostbahnhof miteinander verbindet. Der Tunnel verschwindet von Laim kommend kurz vor der Donnersbergerbrücke unter der Erde und taucht zwischen Ostbahnhof und Leuchtenbergring wieder an der Oberfläche auf. Neben den beiden Umsteigestationen Laim und Leuchtenbergring, die unter laufendem Betrieb umgebaut werden, werden die drei neuen unterirdischen Stationen Hauptbahnhof, Marien- und Ostbahnhof komplett neu gebaut.

The Munich S-Bahn carries around 840,000 passengers every day and covers over 20 million kilometres annually. This makes it one of the largest S-Bahn systems in Germany. The main line, which was opened in 1972 for the Olympic Games, has reached its capacity limits, especially since all S-Bahn trains have to pass through a tunnel under the city centre of Munich. To eliminate this bottleneck, a second main line is being built over a distance of about ten kilometres between the stations Laim in the west and Leuchtenbergring in the east. This will relieve the existing main line, provide an alternative route in the event of a disruption and at the same time enable the introduction of a new express S-Bahn system. The centrepiece is a seven-kilometre-long tunnel connecting Hauptbahnhof and Ostbahnhof. Coming from Laim, the tunnel disappears in the underground shortly before Donnersbergerbrücke and reappears on the surface between Ostbahnhof and Leuchtenbergring. In addition to the two interchange stations Laim and Leuchtenbergring, which will be reconstructed during ongoing operations, the three new underground stations Hauptbahnhof, Marien- and Ostbahnhof will be completely rebuilt.

Gründe für den Bau

Aufgrund steigender Bevölkerungszahlen stößt der Schienenverkehr in München und der gesamten Region an seine Kapazitätsgrenzen. Die Bayerische Staatsregierung sieht gemeinsam mit dem Bayerischen Landtag ein umfassendes Entwicklungsprogramm für den Bahnausbau in der Region München vor. Es ermöglicht in verkehrlich sinnvollen Schritten eine zukunftsfähige Ausgestaltung des gesamten Schienenpersonennahverkehrs. Der S-Bahn-Entwicklung kommt dabei eine Schlüsselrolle zu. Die 2. Stammstrecke ist Kernstück des von der Bayerischen Staatsregierung vorgesehenen Bahnausbaus in der Region München. Mit dem Bau der 2. Stammstrecke wird die bestehende Stammstrecke, das derzeitige Nadelöhr im Münchner S-Bahn System, entlastet. Die 2. Stammstrecke ist Voraussetzung für eine bessere Anbindung der gesamten Metropolregion an die Münchner Innenstadt und eine wesentliche Voraussetzung für eine schnellere Verbindung zum Flughafen München. Im Falle einer Störung gibt es zudem künftig Ausweichmöglichkeiten.

Streckenverlauf und Sicherheitskonzept

Der 2. Stammstreckentunnel führt über die drei neuen unterirdischen Stationen am Hauptbahnhof, Marienhof und Ostbahnhof. Weil mehrere U-Bahn-Linien gekreuzt werden müssen, liegen die Stationen Hauptbahnhof und Marienhof in rund 40 Metern Tiefe, die Station Ostbahnhof in 16 Metern Tiefe.

Mit nur drei Stationen ermöglicht die neue Stammstrecke deutlich kürzere Fahrzeiten. Die Einführung eines Express-S-Bahn-Systems führt zu attraktiven Fahrzeiten zwischen Umland und Stadt. In der nachfolgenden Abbildung ist der Streckenverlauf dargestellt.

2. S-Bahn-Stammstrecke München

Bauabschnitt Ost und erste laufende Maßnahmen im westlichen Streckenabschnitt



Abb. 1: Streckenverlauf der 2. Stammstrecke

Die 2. Stammstrecke wird nach den neuesten Sicherheitsvorschriften gebaut. An erster Stelle steht die Vermeidung eines Brand- beziehungsweise Katastropheneignisses. Durch den Bau von zwei separaten eingleisigen Tunnelröhren ist die Begegnung zweier Züge im Tunnel ausgeschlossen. Die S-Bahnen selbst sind brandhemmend konstruiert. Die Tunnel der 2. Stammstrecke werden aus nicht brennbaren Materialien gebaut.

Als erstes Verkehrsinfrastrukturprojekt in Deutschland wird die 2. Stammstrecke mit einem zusätzlichen Tunnel ausgestattet. Dieser liegt zwischen den S-Bahn-Tunneln und dient als Flucht- und Rettungstunnel der über Querschläge mit den Verkehrstunnelröhren verbunden ist. Zwischen den Stationen dienen Rettungsschächte als zusätzliche Möglichkeit zur Erreichung der Erdoberfläche.

Bauabschnitt Ost

Wie in Abbildung 2 zu sehen, beginnt der Streckenverlauf am Marienhof und führt über nach der Isarunterquerung über die Rettungsschächte 7 und 8 bis zum neuen Ostbahnhof (tief) an der Friedenstraße. Im weiteren Streckenverlauf quert der Tunnel das Gleisfeld und kommt nach dem Rettungsschacht 9 mit dem Verteilerbauwerk wieder an die Oberfläche.

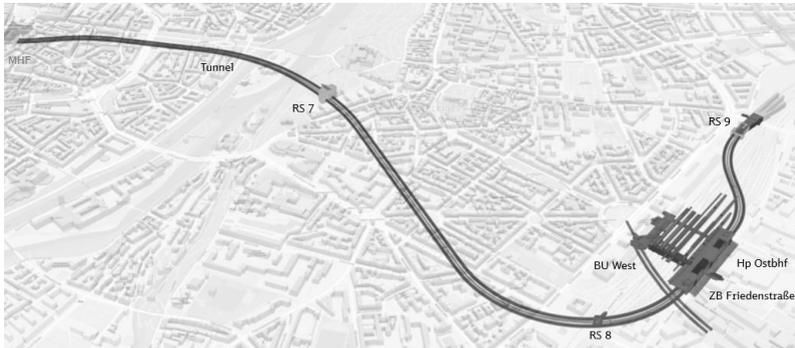


Abb. 2: Übersicht Bauabschnitt Ost

Der Rettungsschacht 7 (RS 7) ist in den Maximiliansanlagen positioniert. Er wird über die in der Parkanlage vorhandenen Wege von der Maximilian-Planck-Straße aus erschlossen.

Im Bereich des RS 7 befindet sich auch das Abzweigbauwerk des zukünftigen Südastes. Der Erkundungs- und Rettungsstollen der 2. S-Bahn-Stammstrecke schließt in der Geschossebene -4 über einen nördlich des Rettungsschachtes gelegenen Querschlag an den Rettungsschacht an. Der Querschlag wird aus dem Rettungsschacht heraus in bergmännischer Spritzbetonbauweise hergestellt. Er ist mit einer Stahlbeton-Innenschale in wasserundurchlässiger Bauweise ausgekleidet.

Für den Rettungsstollen des späteren Südastes wird an der südlichen Schachtseite ebenfalls in Höhe der Geschossebene -4 ein kurzes, ca. 30 m langes Stollenstück in bergmännischer Spritzbetonbauweise aus dem Rettungsschacht heraus aufgeföhren und teilweise mit einer Stahlbeton-Innenschale in wasserundurchlässiger Bauweise ausgekleidet. Am Ende des Stollens wird auf ca. 17 m Länge der Stollen nicht endgültig ausgekleidet, sondern mit Magerbeton verfüllt. Dies dient der sicheren Einföhrt und Demontage der TVM (Tunnelvortriebsmaschine) des Rettungsstollens des zukünftigen Südastes.

Der Schacht hat eine Gesamthöhe von ca. 39 m. Die Bauwerkslänge (außen) beträgt ca. 35 m, die Bauwerksbreite (außen) ca. 16 m. Im Rettungsschachtbereich ist zusätzlich ein Verbindungsbauwerk (QS 11) zu den beiden Fahrtunnelröhren positioniert.

2. S-Bahn-Stammstrecke München

Bauabschnitt Ost und erste laufende Maßnahmen im westlichen Streckenabschnitt

Der neue Haltepunkt Ostbahnhof (tief) wird als unterirdische Personenverkehrsanlage in Parallellage zu den bestehenden oberirdischen Gleisen und der angrenzenden Friedenstraße angeordnet (siehe Abbildung 3). Das Bauwerk ist in seiner Lage durch die Trassierung geprägt, die großräumig an die Zwangspunkte der Unterführung der Rosenheimer Straße (Rettungsschacht RS 8) im Westen und an die Unterführung der Berg-am-Laim-Straße (Rettungsschacht RS 9) im Osten ausgerichtet ist. Im Bereich der uPva (unterirdische Personenverkehrsanlage) werden die Grundstücksgrenzen zur Friedenstraße sowie die bestehenden durchlaufenden Gleise berücksichtigt.

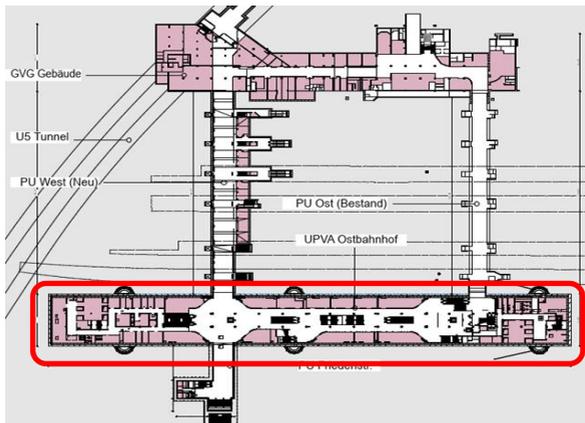


Abb. 3: Station Ostbahnhof

Treppenanlagen sowie Aufzüge verbinden die Bahnsteigebene mit der Verteilerebene sowohl im Westen als auch im Osten. Über die Verteilerebene und das Zwischengeschoss im Osten sind Bahnsteigunterführungen (BU) zu den oberirdischen Bahnsteigen und dem Empfangsgebäude am Orleansplatz erreichbar. In der Flucht der BU-West (neu) wird eine Unterführung Richtung Werksviertel / Konzerthaus das Zugangsbauwerk Friedenstr. angebunden. Durch die neuen Randbedingungen ergibt sich, in Ergänzung zu den oben genannten Zielen, eine bessere Anbindung des Werksviertels und des Stadtteils südlich des Ostbahnhofs an das S-Bahn-Netz als weiteres Ziel.

An den Bahnsteigenden sind zudem Fluchttreppenhäuser zur Oberfläche vorgesehen. Alle Ebenen sind über Aufzüge barrierefrei erschlossen.

Das Bauwerk wird in Deckelbauweise als Stahlbeton-Rechteckrahmen errichtet. Die Breite beträgt ca. 32 m und die Länge ca. 260m. Die Oberkante des Bauwerks wird mit ca. 1,0 m unter SO der oberirdischen Gleise möglichst oberflächennah gewählt, um die zum Teil bestehenden Personenunterführungen (PU-Ost) gut anbinden zu können.

Bauabschnitt West

Am Münchner Hauptbahnhof wird die 2. Stammstrecke unter allen bereits bestehenden Bahnsteigebenen hindurchführen. Hier entsteht in 41 Metern Tiefe die neue S-Bahn-Station „München Hauptbahnhof“. Zu dieser neuen Station und allen weiteren Ebenen gelangen die Fahrgäste schnell und bequem über einen zentralen Hauptzugang. So wird das Umsteigen zwischen den verschiedenen öffentlichen Verkehrsmitteln einfacher.

Die Bahnsteige der Station sind 210 Meter lang. Wie bei der bestehenden S-Bahn-Station können die Fahrgäste gleichzeitig über zwei getrennte Bahnsteige ein- und aussteigen (sogenannte „Spanische Lösung“). Zum Einstieg wird zwischen den beiden Gleisen ein rund 14,70 Meter breiter Mittelbahnsteig gebaut, zum Ausstieg an jedem Gleis ein fünf Meter breiter Außenbahnsteig.

Obwohl die Bahnsteige der neuen Station soweit unter der Erde liegen, sind sie über den zentralen Hauptzugang mit insgesamt zehn Schnellaufzügen und zahlreichen Rolltreppen in kurzer Zeit erreichbar.

Unter der Fläche der mittlerweile abgerissenen Schalterhalle des Münchner Hauptbahnhofs entsteht die neue unterirdische Station der 2. Stammstrecke mit einem zentralen Hauptzugang. Die Herstellung dieses Bauwerks erfolgt in der sogenannten Schlitzwand-Deckelbauweise.

Westlich vom Hauptbahnhof befindet sich noch der Rettungschacht 3 und die offene Bauweise am Tunnelportal.

Marienhof

Von der Station Marienhof in rund 40 Metern Tiefe kann die Innenstadt über Aufzüge und Rolltreppen schnell erreicht werden. Auch das direkte Umsteigen zu den U-Bahn-Linien U3 und U6 ist am Marienhof möglich.

Die neue Station liegt in Ost-West-Richtung mittig unter dem Marienhof auf der Nordseite des Rathauses. Sie befindet sich in rund 40 Metern Tiefe – zum einen aufgrund der umliegenden Bebauung und zum anderen weil die beiden U-Bahn-Tunnel der Linien U3 und U6 unterquert werden müssen. Die Bahnsteige der neuen Station sind 210 Meter lang und erstrecken sich bis unter die Bebauungen östlich und westlich des Marienhofes.

In Anbetracht der prognostizierten hohen Fahrgastzahlen ist wie beim Hauptbahnhof ein gleichzeitiges Ein- und Aussteigen der Fahrgäste vorgesehen (Spanische Lösung). Zum Einstieg wird zwischen den beiden Gleisen ein rund 14,70 Meter breiter Mittelbahnsteig gebaut, zum Ausstieg an jedem Gleis zusätzlich ein fünf Meter breiter Außenbahnsteig.

Das zentral unter dem Marienhof liegende Stationsbauwerk wird, genau wie bei dem Stationsbau des Hauptbahnhofs, in Schlitzwand-Deckelbauweise erstellt. Die unter der Randbebauung liegenden Bahnsteigbereiche und der Übergang zur U3/U6 werden bergmännisch gebaut. Am Ende der Bauarbeiten wird der Marienhof wieder als Grünanlage hergestellt.

#joinkb



WIR SUCHEN

www.kb-ke.de/jobs.html

Partner im Projekt

Unsere Leistungsbereiche:

Hochbau
Brücken- und Ingenieurbau
Verkehrswegeplanung
Bauwerksdiagnostik

Infrastrukturmanagement
Digital Solutions
Forschung & Entwicklung

www.kb-ke.de



**Konstruktionsgruppe
Bauen**

KONSTRUKTIONSGRUPPE BAUEN - AUGSBURG - GÖTTINGEN - KEMPTEN - RIGA - STUTTART

KOMPETENZ IM ZEICHEN VON SCHWENK.

Seit über 170 Jahren stellen wir Zemente und Spezialbaustoffe her. Durch ökologisch und ökonomisch vorbildliche Produktionsprozesse und kontinuierliche Investitionen gehören unsere Werke zu den modernsten in Europa.



Kramertunnel – statisch-konstruktive Besonderheiten der Innenschale und die Herausforderungen in einem Bergsturzgebiet

Raphael Zuber, Philipp Adam



Raphael Zuber, M.Sc. (TUM)

2009-2014 Studium Bauingenieurwesen,
TU München
2014-2016 Vorbereitungsdienst zur 4. Qualifikationsebene am StMB
2016-2018 Abteilungsleiter Planung & zentrale Aufgaben am Staatl. Bauamt Krumbach
2018-2019 Abteilungsleiter Lkr. Starnberg am Staatl. Bauamt Weilheim
2019-dato Abteilungsleiter Bergmännischer Tunnelbau am Staatl. Bauamt Weilheim



Philipp Adam, M.Sc.

2009-2016 Studium Bauingenieurwesen,
TU München
seit 2016 Tragwerksplanung, Büchting + Streit AG

Der Kramertunnel soll mit seinen 3,6 km künftig als Teil der Ortsumgehung Garmisch-Partenkirchen zu einer leistungsfähigen Verbindung zwischen Bayern und Tirol beitragen. Während der Vortriebsarbeiten ist hierbei ein ca. 350 m langer Bergsturzgebiet zu durchfahren, der mit mehr als 4,5 bar Wasserdruck beaufschlagt ist. Die Innenschale wird in den Bereichen standfesten Gebirges als unbewehrte Konstruktion ausgeführt. Lediglich Diskontinuitätsbereiche werden lokal bewehrt. Das Bemessungsverfahren weicht von den normativen Regelungen ab und wird projektspezifisch festgelegt.

As part of the Western bypass of Garmisch-Partenkirchen the 3.6 kilometre long Kramer tunnel is the main traffic connection between Bavaria and Austria in this region. During the excavation a 350 m long waterfilled landslide area has to be passed. The water pressure above tunnel level was measured greater than 4.5 bar. In the area of solid rock unrefinforced concrete is used for the tunnel inner lining. Only sections with local discontinuity are equipped with reinforcement. The design method is not part of valid codes and fixed within the project.

Projektübersicht

Garmisch-Partenkirchen ist verkehrlich geprägt durch die Bundesstraße B 2 in Richtung Innsbruck und die Bundesstraße B 23. Die B 23 zweigt nördlich von Garmisch-Partenkirchen von der B 2 nach Westen ab und verläuft durch den Ortsteil Garmisch Richtung Grainau und weiter in südwestlicher Richtung nach Griesen sowie über den Fernpass nach Tirol.

Die B 23 weist in der Ortsdurchfahrt von Garmisch bis zu 16.000 Fahrzeuge/24 h auf. Für die Entlastung der Ortsdurchfahrt ist daher dringend eine Ortsumfahrung erforderlich. Die notwendige Ortsumgehung lässt sich auf Grund der topographischen Lage in einem Talkessel nur durch den Bau eines langen Tunnels verwirklichen. Die geplante 5,6 km lange Ortsumgehung schwenkt daher nördlich im Bereich eines stillgelegten Steinbruchs in das Kramer-Massiv ein, das in einem 3.609 m langen Tunnel unterfahren wird.

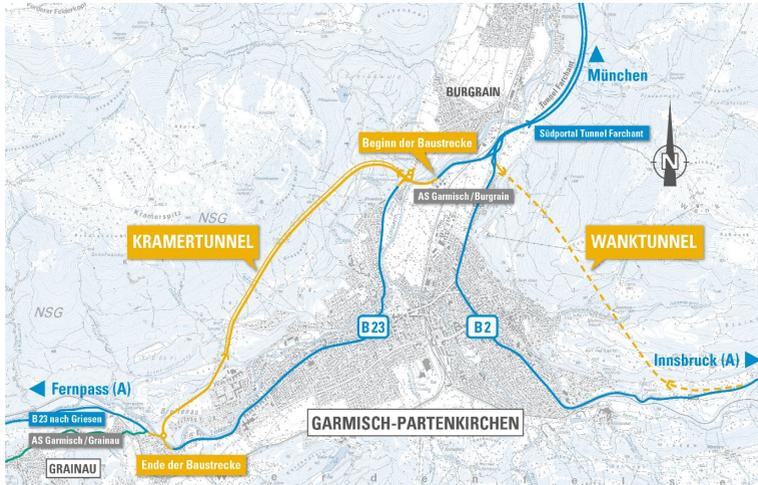


Abb. 1: Übersichtslegeplan

Das Projektgebiet liegt am Nordrand der Nördlichen Kalkalpen im Bereich der oberostalpinen Lechtaldecke. Das Kramer-Massiv wird von obertrias-sischen Karbonatabfolgen (Hauptdolomit und Plattenkalk Formation) und der gemischt karbonatisch-siliklastischen Abfolge der Kössen Formation aufgebaut. Die Hauptdolomit Formation stellt mit bis zu 1000 m Mächtigkeit die vorherrschende Festgesteinseinheit dar, welche über die jüngeren Abfolgen der Plattenkalk Formation (bis zu 300 m mächtig) und der Kössen Formationen (bis zu 200 m mächtig) geschoben wurden.

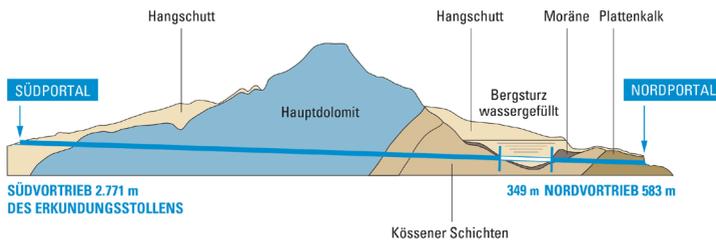


Abb. 2: Geologischer Längsschnitt Erkundungsstollen

Als lokale Besonderheit ist eine glazial überprägte Mulde (Bergsturzgebiet) im Nordabschnitt des Projektes zu erwähnen. Randlich ist die Mulde mit Grundmoränenmaterial und Eisrandsedimenten gefüllt. Der Hauptteil der Muldenfüllung besteht jedoch aus wassergesättigtem Bergsturzmaterial, das aus stark zerbrochenen Schollen von Hauptdolomit mit Schuppen aus Kössener Schichten besteht. Im Bereich der bautechnisch schwierigen Lockergesteinszone der Bergsturzmulde liegt der Grundwasserspiegel ca. 45 m oberhalb der Fahrbahnsohle des Tunnels (4,5 bar Wasserdruck).

Tunnelbauwerk

Der ca. 3,6 km lange Kramertunnel wird als Gegenverkehrstunnel mit Rettungsstollen erstellt. Er verfügt über 6 Pannenbuchten und 13 Querschläge zwischen der Hauptröhre und dem Rettungstunnel, wovon 6 Querschläge durch Einsatzfahrzeuge befahren werden können. Im Betrieb ist eine Durchfahrtsgeschwindigkeit von 80 km/h vorgesehen. Der Tunnel verfügt im Endausbau über eine Längslüftung mittels Strahlventilatoren in den Portalbereichen und eine Rauchabsaugung über eine eingebaute Zwischendecke. Die Rauchabsaugung wird durch Abluftventilatoren in einer unterirdischen Kaverne sichergestellt und mündet in einen ca. 85 m tiefen Abluftschacht der auf dem Kramerplateau entraucht. Die betriebliche Steuerung erfolgt über drei Betriebsgebäude, die an den Tunnelportalen und im Berginneren situiert sind.

Der bergmännische Vortrieb erfolgte von Norden und Süden gleichzeitig. Um den wechselnden Gebirgsverhältnissen Rechnung zu tragen, wurde der Ausbruch in der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise vorgenommen. Der Großteil des Ausbruchs erfolgte in Teilausbrüchen, bestehend aus Klotte sowie Strosse und Sohle durch Sprengen (Festgesteinsbereiche). In Gebirgsbereichen mit sehr starker Verwitterung und/oder Zerlegung (Störungszonen) und in den Lockergesteinsabschnitten erfolgt der mechanische Ausbruch mit dem Bagger.

Im Tunnelausbau wird eine zweischalige Tunnelröhre mit Spritzbetonaußenschale und Ort beton-Innenschale erstellt, die durch ein Abdichtungssystem, das je nach Lage im Gebirge nach dem Regenschirmprinzip funktioniert oder einen vollständigen druckdichten Ausbau vorsieht, zur Außenschale getrennt wird.

Bergsturzbereich

Auf Grund der herausfordernden Geologie und Hydrogeologie im Bereich des Bergsturzes wurde entschieden, zunächst einzig den geplanten Erkundungsstollen, der später zum Rettungsstollen ausgebaut wird, vorgezogen zum Haupttunnel aufzufahren. Hierzu begannen die Arbeiten 2010 nach fast 40-jähriger Planungsgeschichte. Bis 2013 konnten vom Erkundungsstollen 3.353 m von insgesamt 3.703 m aufgefahren werden. Die Einfahrt in den 350 m langen Bergsturzbereich konnte als Erstes im Haupttunnel ab 2020 erfolgen.

Die ursprüngliche technische Lösung zur Auffahrt des Bergsturzbereiches sah vor, den mit Wasser gefüllten Bergsturzbereich ohne Grundwasserabsenkung mit Hilfe von Injektionen zu durchqueren. Beim Bau 2012 zeigte sich, dass Geologie und Hydrologie mit diesem Bauverfahren bei 4,5 bar anstehendem Wasserdruck und leicht strömenden Grundwasser nicht beherrschbar waren.

Es folgte ab August 2012 eine Zwangspause 349 m vor dem Durchstich, sowie umfangreiche Untersuchungen zu den Fragen, mit welchem Verfahren ein Weiterbau möglich ist und welche Auswirkungen damit auf die darüber liegenden Quellen im FFH Gebiet verbunden sind.



Abb. 3: Drainagebohrung 2013 gegen 5 bar Wasserdruck

Kramertunnel – statisch-konstruktive Besonderheiten der Innenschale und die Herausforderungen in einem Bergsturzgebiet

Als einzige Lösung nach einer umfangreichen Variantenuntersuchung 2013 stellte sich heraus, dass das Wasser im Bergsturzgebiet während der Bauzeit des Tunnels abgesenkt und der Tunnel im Schutze dessen druckdicht ausgebaut wird. Nach Bauende wird dieser Bereich mit Hilfe des natürlichen Bergwassers sowie einer künstlichen Zuleitung von Oberflächenwasser wieder gefüllt. Für diese Planungsanpassung war ein Ergänzen des Planfeststellungsbeschlusses erforderlich.

Als Vorwegmaßnahme wurde dann im Jahr 2018 eine 2,8 km lange Bewässerungsleitung vom Lahnenwiesgraben zu den Hangquellmooren (FFH-Gebiet) im Bereich des Schmöldersees gebaut. Durch das geänderte Bauverfahren und die notwendige Grundwasserabsenkung im Bergsturzgebiet war ein Trockenfallen der natürlichen Quellen während der Bauzeit zu erwarten. Damit die empfindliche Moorvegetation nicht durch Austrocknung irreversibel geschädigt wird, werden diese Bereiche nun künstlich bewässert. Das Wasser wird über ein den Örtlichkeiten angepasstes System mit kleineren, handverlegten Rohren verteilt.

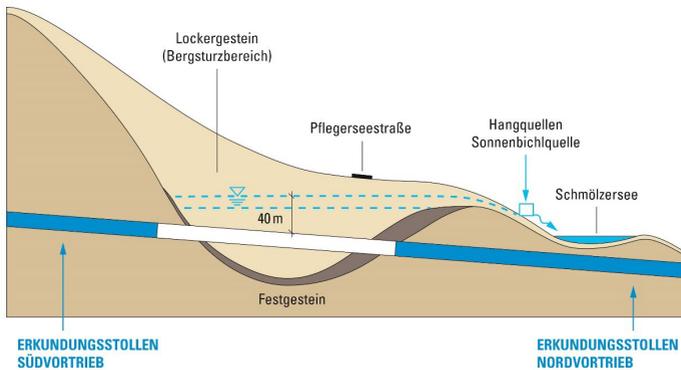


Abb. 4: Bergsturzmulde mit Hangquellmooren

Die Kombination der Absenkung des Bergwassers innerhalb der Bergsturzmulde und der Bewässerung der geschützten Hangquellmoore am Kramerplateau erlaubte 2020 den Vortrieb zu starten und in 2021 mit einer erfolgreichen Durchfahrt abzuschließen.

Besonderheiten der Innenschale

Der endgültige Ausbau des Kramertunnels erfolgt mit einer Ortbeton-Innenschale. In den Tunnelabschnitten im Lockergestein und im Bergsturz-bereich wird ein druckdichter Ausbau mit außenliegender Rundumabdichtung und Sohlgewölbe, teils aufgrund hoher Wasserdrücke mit zusätzlicher WU-Anforderung, vorgesehen. Die Innenschale wird neben der Gebirgs-last aus dem spannungsdominierten Tragverhalten des Baugrunds haupt-sächlich durch Wasserdruck beansprucht.

Über große Abschnitte liegt der Tunnel jedoch in weitgehend standsiche-rem Festgestein. Hier wirkt kein hydrostatischer Wasserdruck, sondern es ist lediglich mit lokalen Bergwasserzutritten zu rechnen. Anfallendes Berg-wasser wird über eine Kunststoffdichtungsbahn der längslaufenden Berg-wasserdrainage zugeführt. Die statische Beanspruchung der Innenschale durch Gebirgslasten erfolgt nur durch moderate Felskeillasten.

Aus diesem Grund wird die Innenschale auf etwa 50% der Tunnellänge in Bereichen des Hauptdolomits sowie im Plattenkalk als 30 bzw. 35 cm starke unbewehrte Innenschale ausgeführt.

Eine Bewehrung wird nur dort vorgesehen, wo sie aufgrund von Diskonti-nuitäten in der Schalengeometrie zur Abdeckung von lokal auftretenden Zugbändern und Zugbeanspruchungen erforderlich wird. Hierzu kommen, abhängig von den jeweiligen Randbedingungen, verschiedene Lösungsan-sätze zum Einsatz.

In den größeren Notruf- und Hydrantennischen wird in die Nische inklusive Übergang zum Regelbereich ein lokaler Bewehrungskorb eingesetzt. Dier-der deckt im Bereich der einspringenden Ecken sowie im Zugband oberhalb der Nische das rechnerische Bewehrungserfordernis einer ausreichenden Lastverteilung und Rissbreitenbegrenzung ab. Durch die ausreichende rechnerische Begrenzung der Rissöffnung gemäß DIN EN 1992-2 bestehen keine besonderen Materialanforderungen. Für die Bewehrung wird her-kömmlicher Betonstahl verwendet.

Eine weitere konstruktive Besonderheit stellt die lokal bewehrte Auflager-konsole für die Zwischendecke dar. Ein Nachweis des Konsolauflegers ist als unbewehrte Konstruktion nur unter Ansatz der Betonzugfestigkeit mög-lich. Das Zugband wird konstruktiv zusätzlich durch eine lokale Beweh-rung abgedeckt. Diese dient insbesondere auch für den Brandfall (mögliche

Abplatzungen im Bereich der Konsole) als weitere Sicherheit. Die Bewehrung wird als vormontierter Korb direkt am Schalwagen befestigt. Da durch die nur punktuell bewehrte Ausführung keine Begrenzung der Rissöffnung sichergestellt wird und damit keine ausreichende Dauerhaftigkeit der Bewehrung gewährleistet ist, wird der Bewehrungsstahl zusätzlich feuerverzinkt.

Geometrisch komplexe Abschnitte (Aufweitungen der Pannenbuchten, Verzweigungen mit Querschlägen) werden auch im Anwendungsbereich der unbewehrten Innenschale als vollständig bewehrte Sonderblöcke ausgeführt.

In den großen Regelbereichen inklusive sämtlicher kleinerer Nischen und Aussparungen kann das Tunnelgewölbe vollständig unbewehrt ausgeführt werden, was deutliche Vorteile im Hinblick auf Bauzeit und Kosten bewirkt.

Die unbewehrte Tunnelinnenschale kommt in Österreich und der Schweiz häufig zum Einsatz, ist in Deutschland jedoch keine Regelbauweise. Der Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit ist in den gültigen Regelwerken (Eurocode 2, ZTV Ing) nicht geregelt. Die Anforderungen an den statischen Nachweis wurden bereits in der Entwurfsphase mit dem Prüfsingenieur abgestimmt, dienen als Voraussetzung für die Erteilung der Zustimmung im Einzelfall durch das BMVI [1] und sind Bestandteil der Ausschreibung.



Abb. 5: Innenschalenarbeiten in der Pannenbucht

Der Kramertunnel ist der dritte Einsatz der unbewehrten Innenschale bei Straßenbauprojekten in Bayern in den letzten Jahren. Das zur Anwendung kommende Bemessungsverfahren hat sich dabei inzwischen mehrfach bewährt.

Der Nachweis der unbewehrten Innenschale erfolgt unter Anwendung nichtlinearer Verfahren zur Schnittgrößenermittlung gemäß DIN EN 1992-2, Abs. 5.7. Die Berechnungen werden anhand eines gebetteten Stabzugs durchgeführt. Die Bettung k wird aus dem Steifemodul E_s des Gebirges und dem Radius r der Tunnelschale über den Zusammenhang $k = E_s / r$ ermittelt, wobei ein Zugausfall der Bettungsfedern rechnerisch berücksichtigt wird. Lasten werden als schlaff wirkende Auflasten definiert.

Die Systemberechnung erfolgt unter Ansatz rechnerischer Mittelwerte der Materialfestigkeiten und unter Berücksichtigung des einheitlichen Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma = 1,3$ für die Systemsicherheit.

Die Tunnelschale wirkt einerseits durch die maßgebenden Gebirgslasten als druckbeanspruchtes Bauteil. Die dabei auftretenden Druckspannungen sind im Anwendungsbereich der unbewehrten Innenschale jedoch weit von einer maximalen Ausnutzung der Druckkrafttragfähigkeit der Schale entfernt. Maßgebend für das Tragverhalten der Innenschale sind andererseits die Biegebeanspruchungen, welche durch Differenzen zwischen Stütz- und Systemlinie der Tunnelschale, punktuellen und unsymmetrischen Lasten (z.B. Felskeile) sowie durch Zwangsbeanspruchungen auftreten.

Der Vorteil der materiell nichtlinearen Berechnung liegt in der Nutzung der hohen Umlagerungsfähigkeit des umlaufend gebetteten Systems unter Biegebeanspruchung. Durch die Rissbildung in der unbewehrten Schale nimmt die Biegesteifigkeit in Bereichen großer Biegemomentenbeanspruchung örtlich erheblich ab und die Momente werden entsprechend reduziert, während sich die Normalkräfte kaum ändern.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt der Nachweis somit über eine ausreichende Konvergenz der elektronischen Berechnung unter Ansatz nichtlinearer Materialgesetze und sämtlicher Teilsicherheitsbeiwerte. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Gebrauchstauglichkeit und zur Vermeidung der Ausbildung tragfähigkeitsmindernder Sekundärrisse wird eine Begrenzung der maximalen Rotation gefordert.

In den vergangenen Jahren hat sich durch wissenschaftliche Untersuchungen sowie die Anwendung in Tunnelprojekten die Begrenzung der Rotation

auf 4 mrad unter Ansatz γ -facher Einwirkungen als sinnvolles Nachweiskriterium etabliert. Dieses Nachweiskonzept wurde bei den weiteren Straßentunneln mit unbewehrter Innenschale bereits erfolgreich angewendet.

Die weiterhin in der DIN EN 1992-2, Abs. 12.6.2 für unbewehrte Bauteile geforderte Begrenzung der bezogenen Ausmitte für unbewehrte Querschnitte zur Sicherstellung einer ausreichenden Bauteilduktilität hingegen kann bei einer Tunnelschale entfallen. Durch die umlaufende Bettung der Schale und Begrenzung der Rotation sind Duktilität und Redundanz des Systems anderweitig gewährleistet.

Neben den tragwerksplanerischen Aspekten kommt bei der Ausführung der unbewehrten Innenschale der Entwicklung einer geeigneten Betonrezeptur, dem Betonagekonzept sowie einer hochwertigen Nachbehandlung eine besonders hohe Bedeutung zu.

Literatur

- [1] Zustimmung im Einzelfall (Z.i.E.) zur Herstellung einer unbewehrten Innenschale und zur Abdichtung im Bergsturzgebiet. BMVI, Dezember 2018.

Inserentenverzeichnis

BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG	88
Büchting + Streit AG	59
Dr. Baumgärtner GmbH.....	48
henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH	17
ISP Scholz Beratende Ingenieure AG	26
Konstruktionsgruppe Bauen AG, Kempten	109
SCHWENK Zement KG.....	110
SRP Schneider Partner Ingenieur-Consult GmbH	88
SSF Ingenieure AG.....	70
Technische Universität München, MPA BAU, Abt. Massivbau....	71
Wayss & Freytag Ingenieurbau AG	18
WTM Engineers GmbH	36
Zilch + Müller Ingenieure GmbH.....	60

Digitale Version zum Download

Ergänzend zur gedruckten Fassung steht Ihnen der vorliegende Tagungsband kostenfrei zum Download bereit. Nutzen Sie hierfür bitte entweder den nachstehenden Link oder scannen Sie den unten stehenden QR-Code mit Ihrem Smartphone oder Tablet.

Downloadlink:

<https://www.cee.ed.tum.de/mb/tb2021/>

QR-Code:



Auf ein Wiedersehen am 25. November 2022
beim 26. Münchener Massivbau Seminar!