



- Klassifizierung der Gewölbebrücken im Netz der Deutschen Bahn
- Zur Berechnung von Trägern mit nachgiebigem Verbund
- Ertüchtigungsplanung Chemnitzer Viadukt
- Nachhaltiger Betrieb der Tunnelentwässerung ohne Schachtabdeckungen
- Baugruben im Grundwasser – EAB

# Münchener Kranbahntag 2024

## Planung, Bemessung und Ausführung

12. September 2024 · Hochschule München & Online

von 9.30–17 Uhr



Krananlagen sind ein unverzichtbarer Bestandteil nahezu jeder Industrie- und Gewerbehalle. Der Bedarf an neuen Kranbahnen, aber auch der Bestand an alten, teilweise sanierungsbedürftigen Kranbahnen ist entsprechend groß. Die Münchener Kranbahntage 2024 richten sich an Tragwerksplaner:innen, Konstrukteur:innen, Prüfingenieur:innen, Bauleiter:innen, Richtmeister:innen sowie Bauverantwortliche in Industriebetrieben mit Krananlagen.

### Programm

- Neue Methoden für Nachweise zur Tragfähigkeit und zum Biegedrillknicken von Kranbahnträgern
- Ertüchtigungsmaßnahmen für Kranbahnen zur Lebensdauerverlängerung
- FM-basierte Bemessung von Kranbahnen nach EC3-1-14
- Kranbahnträgerpraxis
- Lokalen Spannungen in Kranbahnträgern nahe Quersteifen
- Ersatz von Auflagerkonsolen für schwere Kranbahnträger im Bauwerksbestand

### Teilnahmegebühr

€ 490\* Vor Ort in München

€ 440\* Für Frühbucher bis zum 30. Juni 2024

€ 430\* Online

\*Vor Ort schließt die Teilnahme an der Veranstaltung, das Kranbahnen Heft der *Stahlbau*, eine Teilnahmebescheinigung und Verpflegung ein. Letzters entfällt in der Online-Version.

### Bildungspunkte

Diese Veranstaltung wird von den Ingenieurkammern mit bis zu acht Punkten anerkannt.

### Online-Anmeldung

[ernst-und-sohn.de/kranbahntag](http://ernst-und-sohn.de/kranbahntag)

[www.ernst-und-sohn.de/kranbahntag](http://www.ernst-und-sohn.de/kranbahntag)

\* Der Preis versteht sich zzgl. 19% ges. MwSt. Es gelten die AGB der Akademie der Ingenieure.

Sponsoren



Veranstalter





# Inhalt Bautechnik 7/24

**Zum Titelbild:** Wenn wir mit kleinen Maßnahmen beginnen und diese schrittweise zu einer umfassenderen Infrastruktur ausbauen, können wir effektiv mit weniger mehr erreichen. Durch eine iterative Herangehensweise können wir flexibel auf Veränderungen reagieren, Erfahrungen sammeln und die Infrastruktur kontinuierlich verbessern. Dieser evolutionäre Prozess ermöglicht es uns, maßgeschneiderte Lösungen zu entwickeln, die den Bedürfnissen der Menschen und der Umwelt gerecht werden. Mehr dazu lesen Sie im Editorial auf S. 387.

Quelle: Christian Lue/Unsplash

101. Jahrgang  
Juli 2024, Heft 7  
ISSN 0932-8351 (print)  
ISSN 1437-0999 (online)

#### Peer-reviewed journal

Die Bautechnik ist im Journal Citation Report von Clarivate Analytics (vormals Thomson Reuters) sowie bei Scopus von Elsevier gelistet.

Impact Factor 2022: 0,7

CiteScore 2022: 1,1

#### Wiley Online Library

<http://wileyonlinelibrary.com/journal/bate>



A Wiley Brand

[www.ernst-und-sohn.de/bautechnik](http://www.ernst-und-sohn.de/bautechnik)

#### EDITORIAL

Anja Vehlow

387 **Ist Weniger besser als Mehr?**

#### AUFSÄTZE

Jenny Keßler, Conrad Pelka, Steffen Marx

388 **Klassifizierung der Gewölbebrücken im Netz der Deutschen Bahn**

Albert Konrad

397 **Zur Berechnung von Trägern mit nachgiebigem Verbund**

#### BERICHTE

Sandra Christein, Karsten Geißler, Matthias Schönberg

404 **Ertüchtigungsplanung Chemnitzer Viadukt aus der Perspektive des Prüflingenieurs**

Christian Bornschiefer, Torsten Klehm, Andreas Ranft

415 **Nachhaltiger Betrieb der Tunnelentwässerung ohne Schachtabdeckungen in der Fahrbahn**

Achim Hettler

422 **Baugruben im Grundwasser – Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB)**

#### BAUTECHNIK aktuell

427 **VERANSTALTUNGSKALENDER**

430

#### Produkte & Objekte

A4 **Infrastrukturbauplan und Entwässerung**  
A14 **Stellenanzeigen**

# Ein neues Kapitel für die Stützwand in Osnabrück: BIM-Planung mit Allplan



**Bild 1** Nach weit über 90 Jahren im Dienst des Schienenpersonen- und -güterverkehrs erhält die alte Schwergewichtswand in der Turnerstraße in Osnabrück einen Ersatzneubau.

**Zeit für den hochverdienten Ruhestand: Nach weit über 90 Jahren hat die Stützwand in der Turnerstraße in Osnabrück ausgedient. Den Neuanfang planen KREBS+KIEFER mit Allplan.**

Stützwände sind zwar im Vergleich zu vielen anderen Bauwerken besonders langlebig, doch halten auch sie nicht ewig. Für ein Stützbauwerk in Osnabrück ist daher nun nach über 90 Jahren langsam das Ende seines Lebenszyklus angebrochen. Die etwa 273 m lange Schwergewichtswand wurde 1928 erbaut und sichert seither auf der südwestlichen Seite den Geländesprung zwischen der Turnerstraße und dem Bahndamm der zweigleisigen Strecke Löhne-Rheine (Streckennummer 2992, km 133,995 bis 134,268). Auf der Bahnstrecke ist eine Menge los: Neben Inter-City-Verbindungen und regionalem ÖPNV dient sie als Hauptstrecke im europäischen Schienengüterverkehrskorridor North Sea-Baltic.

Die Stützwand, die all das mitzutragen hat, geht am südöstlichen Ende in den Flügel eines Brückenwiderlagers über, während sich am nordöstlichen Ende eine Böschung zur Sicherung des Geländesprungs anschließt. Wegen ihres mittlerweile schlechten baulichen Zustands bedarf es einer Erneuerung. Die Vorbereitungen hierzu laufen seit 2021. Mit der BIM-, Objekt- und Tragwerksplanung (Leistungsphasen 1–4) wurde das Ingenieurbüro KREBS+KIEFER von der DB InfraGO AG beauftragt. Leistungsphasen 1 und 2 sind bereits abgeschlossen. Wenn die Bauarbeiten in den kommenden Jahren beginnen, wäre die Stützwand schon ziemlich nah an der 100 dran – ein strammes Alter für ein Stück intensiv genutzte Infrastruktur.

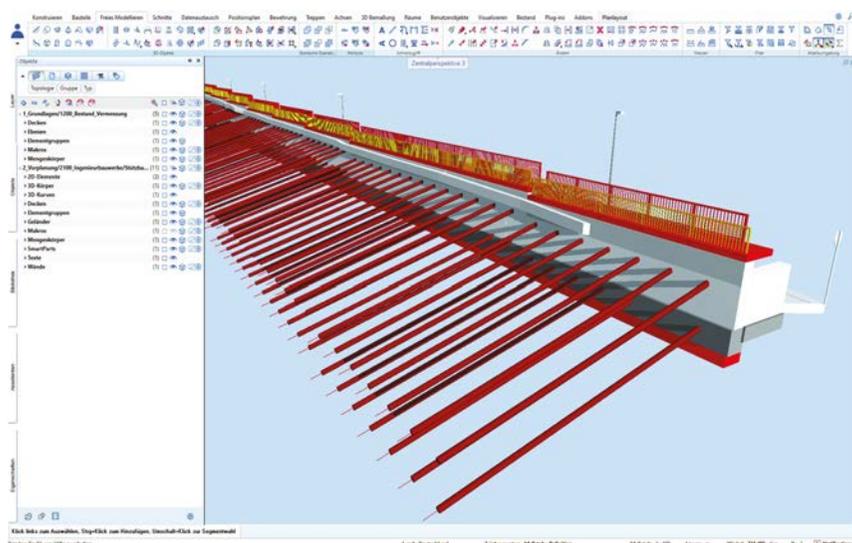
## BIM-Anwendungsfälle

Entsprechend den gesetzlichen Bestimmungen für Baumaßnahmen des Bundes im Infrastrukturbereich, erfolgt die Durchführung des Projekts unter Anwendung von BIM. Für KREBS+KIEFER gilt es dabei insgesamt sieben BIM-Anwendungsfälle umzusetzen. Diese umfassen neben der Modellierung des

Bestandsbauwerks (ergänzende Nachmodellierung der Stützwand) und der Erstellung eines BIM-Modells des Ersatzneubaus einen Variantenvergleich, Visualisierung, Planungskoordination, das Generieren von 2D-Plänen aus dem BIM-Modell sowie die Termin- und Bauphasenplanung.

## Bestandsmodellierung und BIM-Modell des Ersatzneubaus

Als Grundlage für die Bestandsmodellierung diente ein Bestandsmodell des verantwortlichen Vermessungsbüros. Darin war die Vorderseite der Stützwand bereits per Laserscan genau erfasst worden, die Rückseite jedoch lediglich angenommen. Um ein vollständiges exaktes Modell zu erhalten, nahmen KREBS+KIEFER daher auf Basis von Erkundungsbohrungen, statischen Untersuchungen sowie Erfahrungswerten eine ergänzende Nachmodellierung in Allplan vor. Ebenso wurde das BIM-Modell für den Ersatzneubau in Allplan erstellt. Die 3D-Modellierung erfolgte hier mithilfe von Architekturbauteilen, gefolgt von einer ergänzenden Modellierung als freie 3D-Objekte. Da spezielle IFC-Elementtypen für die Geotechnik derzeit noch



**Bild 2** Perspektive einer Planungsvariante: Flach gegründete Vorsatzschale mit Rückverhängung mittels Einstabankern

nicht existieren, wurden kurzerhand – analog zum Hochbau – Elemente wie IfcWall, IfcFooting und dergleichen verwendet.

**Parametrisches Modellieren mit den Add-ons**

Beim Modellieren der Anker kamen den Modelliererinnen die Add-ons Bodenanker und 3D-Raster besonders zugute. Mithilfe des Bodenanker-Tools lassen sich diese sehr viel schneller und effizienter als üblich erstellen und anpassen. Dabei werden lediglich beim ersten Anker oder Nagel die Parameter eines Objekts wie Attribute (System, Stahlgüte, Litzen), Länge, Verankerungsbereich etc. festgelegt. Bei Änderungen am Objekt werden dann alle identischen Elemente automatisch mit angepasst. Über das Add-on 3D-Raster können wiederum Objekte an eine gewünschte Stelle in einem Raster verlegt werden, wodurch sich diese effizient vervielfältigen lassen. Dank der integrierten Spezial-Tools ließ sich also sowohl die Modellierung als auch die Editierbarkeit der Verankerungselemente (Anker, Nägel) im Fachmodell erheblich optimieren.

„Mit Allplan lassen sich Ingenieurbauwerke schnell und effizient modellieren. Gerade die parametrischen Add-ons Bodenanker und 3D-Raster führen bei der Modellierung von Ankern zu einer enormen Effizienzsteigerung“, sagt Michael Sklorz, leitender Ingenieur bei KREBS+KIEFER.

**Entwicklung von Varianten und Ableitung von 2D-Plänen**

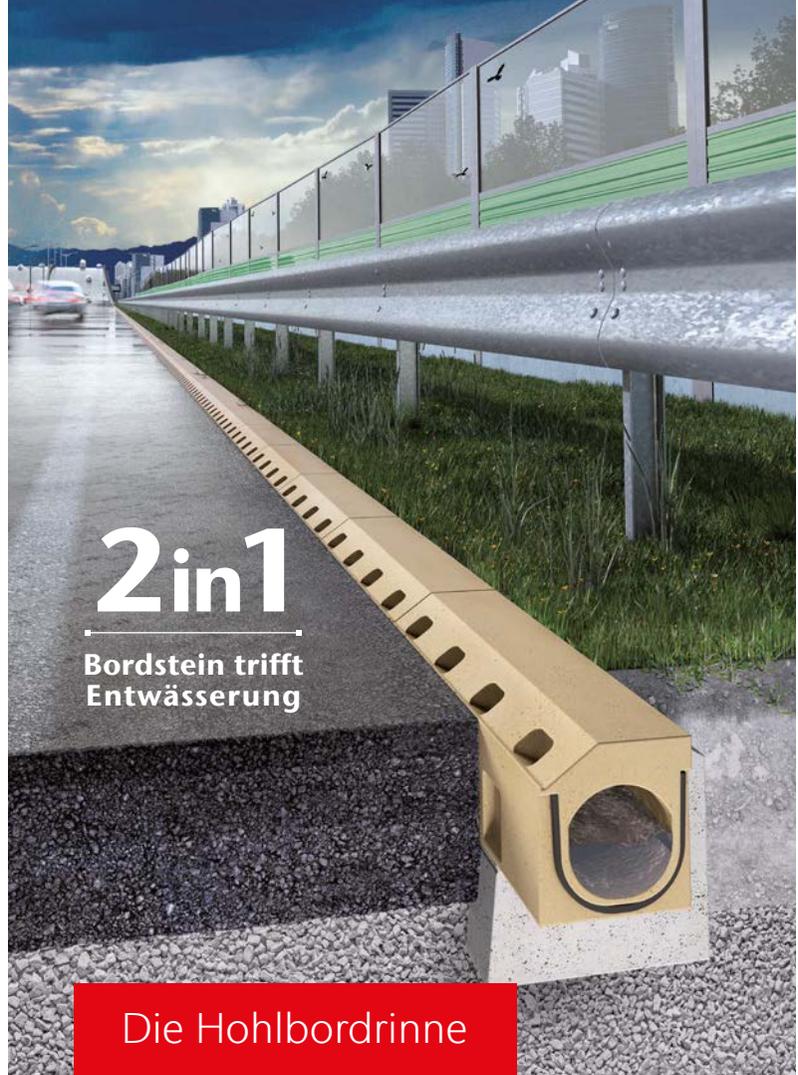
Dieses flexible, parametrische Modellieren mit den integrierten Add-ons erwies sich insbesondere bei der Entwicklung verschiedener Varianten als großer Vorteil. Insgesamt wurden drei Varianten durchgespielt. Variante 1 ist eine aufgelöste Bohrpfahlwand als Vorsatzschale. Der Ersatzneubau liegt dementsprechend vor der Stützwand. Dies ist auch bei Variante 2 – einer Vorsatzschale mit Rückverhängung – der Fall. Die Rückverhängung der flach gegründeten Vorsatzschale erfolgt dabei mithilfe von Einstabankern. Bei der dritten Variante handelt es sich um eine überschnittene Bohrpfahlwand, die in der Lage der ursprünglichen Stützwand errichtet wird.

Dank der Modellierung in Allplan konnte sich der Auftraggeber ein genaues Bild von den Varianten machen und gemeinsam mit KREBS+KIEFER deren jeweilige Vor- und Nachteile abwägen. Die Fachmodelle wurden hierzu per IFC-Schnittstelle in eine Koordinationssoftware geladen und in das BIM-Koordinationsmodell integriert. Auf Basis von Schnittableitungen wurden schließlich die erforderlichen 2D-Pläne aus dem Fachmodell abgeleitet.

**Visualisierung mit Twinmotion**

Für die Visualisierungen der neuen Stützwand nutzten KREBS+KIEFER die Spezialsoftware Twinmotion. Mit dem Programm lassen sich – u. a. dank einer umfangreichen Objektbibliothek – hochwertige Renderings mit sehr geringem Aufwand erstellen. Ab Version 2023-1 verfügt Allplan über einen Direct Link für Twinmotion, der die Visualisierungssoftware direkt in das BIM-Programm integriert. Dadurch wird nicht nur der Datenaustausch zwischen den Programmen entscheidend vereinfacht, sondern auch eine Synchronisation zwischen Allplan-Modell und Twinmotion-Visualisierung ermöglicht.

[www.allplan.de](http://www.allplan.de)



2in1

Bordstein trifft Entwässerung

Die Hohlbordrinne

aus einem Guss

**ACO KerbDrain Road – Bordstein trifft Entwässerung für Autobahn und Fernstraßen**

Neben der linearen Entwässerung von Stadtstraßen, Brücken und Tunneln, komplettiert die attraktive 2in1 Entwässerungslösung KerbDrain Road nun die Anwendungsbereiche um Autobahn und Fernstraßen.

- Entwässerung und Bord in einem System
- Einsparung des Bords inkl. der Vergussfuge zwischen Bord und Rinnen
- Zeitersparnis beim Einbau durch Verlegung von oben
- Integrierte Dichtung als Bauwerksschutz

Mehr erfahren:  
[www.aco.de/kerbdrain-road](http://www.aco.de/kerbdrain-road)



ACO GmbH · Am Ahlmannkai · 24782 Büdelsdorf

ACO. we care for water

# Lösbare Verankerung für Fahrbahnübergänge – Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp inklusive Fahrbahnübergänge querverschoben



**Bild 1**  
Die Rheinbrücke Neuenkamp bei Duisburg mit fertiggestelltem südlichem Überbau (vorne)

**Duisburg / NRW – Das erste Teilbauwerk der neuen Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp ist bereits unter Verkehr, aber es wird nicht bleiben, wo es ist. 2026 ist ein spektakulärer Querverschub geplant, den auch die Fahrbahnübergänge mitmachen müssen. MAURER konstruierte dafür spezielle, lösbare Verankerungen.**

Die Rheinbrücke im Duisburger Stadtteil Neuenkamp im Zuge der A 40 verbindet das Ruhrgebiet mit den Niederlanden. Wegen des hohen Verkehrsaufkommens wurde sie in den 90er Jahren von vier auf sechs Spuren erweitert, doch dies setzte der Stahlstruktur der Brücke so stark zu, dass die Ermüdung des Stahlüberbaus die Standsicherheit gefährdete. Ende der 2010er Jahre wurde die Brücke für LKWs gesperrt, ein Neubau war unvermeidlich.



**Bild 2** Einhub eines großen Fahrbahnübergangs im August 2023

## Erste Teilbrücke ist eingeweiht

Es entsteht eine 10-spurige Schrägseilbrücke mit zwei getrennten Überbauten und angehängten Geh- und Radwegen. Die neue Brücke ist insgesamt 803 m lang, mit einer Hauptspannweite von 428 m über den Rhein. Die acht Pylone in den Überflutungsbereichen der Rheinwiesen sind 68 m hoch und tragen je 10 doppelte Schrägseile.

Da die Brücke am Ende wieder in der Achse der bestehenden A 40 liegen soll, wurde der südliche Überbau zunächst in Seitenlage erstellt und Ende 2023 eingeweiht. Er trägt nun auf sechs Spuren die gesamte Verkehrslast, inklusive LKWs.



**Bild 3** Lösbarer Fahrbahnübergang: Rechts bereits eingebunden, links noch offen – weil dies die besondere lösbare Verbindung wird und der Magerbeton noch nicht eingebaut ist.

## 14,4 m Querverschub

Derzeit wird die alte Brücke zurückgebaut und dann der zweite, nördliche Überbau errichtet. Im letzten Schritt wird voraussichtlich 2026 die südliche Brücke in die endgültige Lage verschoben. Der Querverschub um 14,4 m erfolgt einschließlich der Pylone.

## Lösbare Übergangskonstruktionen

Dieser Querverschub birgt eine besondere Herausforderung: Da der südliche Überbau bereits unter Verkehr ist, besitzt er auch voll funktionsfähige Fahrbahnübergänge. Übergänge werden an den Brückenenden eingebaut, um Längsbewegungen des Brückendecks und dynamische Bauwerksbewegungen auszugleichen.

Für den südlichen Überbau hat MAURER spezielle Fahrbahnübergänge konstruiert, damit sie 2026 beim Querverschub mit

verschoben werden können. Die Verankerung der Übergänge erhielt eine spezielle Stahlkonstruktion, die vor dem Querverschub gelöst werden kann. Die Übergangskonstruktion wurde zudem mit Magerbeton einbetoniert, der vor dem Querverschub entfernt wird. In Endlage wird der Fahrbahnübergang dann mit dem üblichen schnellhärtenden Beton eingebaut.

Einen Querverschub von Übergangskonstruktionen in dieser Größe hat es noch nie gegeben. Die Herausforderung lag nicht im Dehnweg von bis zu 900 mm. MAURER hat schon Übergänge mit viel größeren Bewegungen gebaut und verschoben. Kniffliger war die besondere Geometrie der Konstruktionen: Sie haben ein variierendes Quergefälle und mit bis zu 48 m eine enorme Länge.

MAURER liefert für die neuen Rheinbrücken insgesamt 8 Übergangskonstruktionen: XLS 900 und XLS 400 für die Hauptfahrspuren sowie XLS 900 und DB 130 für die angehängten Geh- und Radwegen.

Den Ablauf des Querverschubs zeigt ein Video der DEGES auf <https://www.youtube.com/watch?v=fXCaKPjaxG0> (ab 4:48 min).

[www.maurer.eu](http://www.maurer.eu)

## Implenia gewinnt Auftrag für wichtigen Teilabschnitt des Autobahnringes um Bremen

**Im Auftrag der DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH schließt Implenia den neuen Autobahnring rund um die Hansestadt Bremen. In einer Arbeitsgemeinschaft (ARGE) mit der Johann Bunte Bauunternehmung realisiert die Gruppe den Streckenabschnitt 2/2 der Autobahn 281 mit einem Gesamtauftragsvolumen von über 130 Mio. € brutto. Der Anteil von Implenia liegt bei über 100 Mio. € brutto.**

Das Projekt entspricht der Strategie von Implenia mit Fokus auf große, komplexe Infrastrukturprojekte. Die neue Autobahn-Eckverbindung bringt eine deutliche Verkehrsverbesserung für den gesamten nordwestdeutschen Raum.

Mit dem Bauabschnitt 2/2 wird der bereits realisierte Teil der A 281 über den Zubringer Arsten mit der A 1 verbunden. Der Auftrag der ARGE umfasst den Bau eines ca. 1,7 km langen Teilstücks der Autobahnumfahrung zwischen dem Neuenlander Ring und der Kattenturmer Heerstrasse in Nähe des Bremer Flughafens. Eine 400 m lange Hochstraße wird als Spannbetonbrücke erstellt. Um die Autobahntrasse in Hochlage zu bringen, entstehen zunächst Stützwände mit Bohrpfehlgründungen. Zum Auftragsumfang gehören außerdem ein 290 m langes Trogbauwerk, der Einfahrtsbereich des zukünftigen Tunnels unter der Kattenturmer Heerstrasse sowie eine ca. 1 km lange vierspurige Autobahntrasse zwischen dem südlichen Ende der Hochstraße und dem Beginn des Trogbauwerkes. Das Projekt



(Abb.: DEGES)

Implenia schließt den Autobahnring rund um Bremen, darunter der Streckenabschnitt am Flughafen in Richtung eines neuen Tunnelbauwerks.

wird nach Lean Construction Methoden gesteuert. Die Arbeiten starteten im Mai 2024 und sollen Anfang 2029 abgeschlossen sein.

Der neue Bremer Autobahnring soll die Lärm- und Abgassituation und damit die Lebensqualität in den umliegenden Wohngebieten deutlich verbessern.

[www.implenia.com](http://www.implenia.com)



## MM1018 DAS FLÜSSIGE FUTTERBLECH®

### 100% SPALT- UND TOLERANZAUSGLEICH

In einem Arbeitsschritt. Ohne mechanische Bearbeitung. Schneller und kostengünstiger als herkömmliche Futterbleche oder Keilplatten.

Beratung und Verkauf: [www.diamant-polymer.de](http://www.diamant-polymer.de) | Telefon 02166-98360



Scan me!

**DIAMANT**  
POLYMER SOLUTIONS

# Schlanke Pfeiler für Brücke der neuen A 44 dank Rundstützenschalung von PASCHAL

**Schlanke und runde Pfeiler soll sie haben – die Autobahnbrücke bei Herleshausen an der Grenze zwischen Hessen und Thüringen. Daher entschied sich die verantwortliche Rädlinger Ingenieurbau GmbH aus Cham für die Rundstützenschalung aus Stahl von PASCHAL.**

Es ist wohl eine der längsten Planungs- und Bauzeiten einer Autobahn in der Geschichte der Bundesrepublik. 1991 im Bundeskabinett beschlossen, wird seit 2000 an der A 44 zwischen Kassel und Eisenach gebaut. Nach Fertigstellung soll die Autobahn als wichtige Ost-West-Verbindung zwischen den alten und den neuen Bundesländern fungieren. Von dem zwölf Abschnitte umfassenden Neubau mit einer Gesamtlänge von ca. 70 km sind sechs Abschnitte fertiggestellt und fünf im Bau.

Die DEGES, ist für einen knapp 30 km langen Teil des Autobahnneubaus verantwortlich. Für die Realisierung der Teilstrecke der A 44 von der Anschlussstelle Waldkappel bis zum Wommener Dreieck und der Überleitung zur A4 beauftragte sie eine ARGE aus Josef Rädlinger Bauunternehmen und der August Reiners Bauunternehmung im Bereich zwischen der Talbrücke Riedmühle und dem Wommener Dreieck (5. Bauabschnitt). Rädlinger Ingenieurbau ist für den Bau der Brücke verantwortlich, die im Wommener Dreieck von der A 44 auf die A 4 in Richtung Frankfurt führt. Im Mai 2023 starteten die Bauarbeiten für das Rampenbauwerk und damit auch die Schalungsarbeiten für die vier Pfeiler der Talbrücke.

## In zwei „Schuss“ geschalt

Zum Einsatz kam die Rundstützenschalung von PASCHAL mit einem Durchmesser von einem Meter.

Die vier unterschiedlich hohen Pfeiler – sie sind zwischen 13,80 m bis 15,50 m hoch – wurden jeweils in zwei Takten geschalt. Die Vorgehensweise für den „ersten Schuss“ mit einer Höhe von sieben Metern war die folgende: Nachdem die Arbeitsgerüste an der Schalung befestigt wurden, wurde die halbe Pfeilerschalung gestellt. Anschließend befestigte man den Bewehrungskorb, der fertig vorgeflochten ist, an der Anschlussbewehrung, die vom Fundament aus etwa 2 m in die Höhe ragt. Danach wurde die Schalung geschlossen. Zwei bis drei Tage nach dem Betonieren ist der Beton ausgehärtet und die nun 7 m hohen Pfeiler sind fest am Boden



**Bild 2** Die fertig betonierten Betonpfeiler sind 13,80 bzw. 15,50 m hoch und haben einen Durchmesser von 1 m; sie wurden in jeweils zwei Takten geschalt und betoniert.

verankert. Dennoch verbleibt die Schalung am unteren Teil des Pfeilers, während der zweite Takt betoniert wird. Aufgrund des schlanken Querschnitts mit 1 m Durchmesser – gibt der untere Teil der Schalung noch einmal mehr Halt.

Die Schalungsarbeiten für die Autobahnbrücke, die die A 44 mit der A 4 bei Herleshausen verbindet, – insgesamt acht Betoniervorgänge für die vier Pfeiler – wurden innerhalb von sechs Wochen durchgeführt. Immer wenn sich eine Lücke ergab, wurde ein Pfeiler ‚so nebenbei‘ mitgemacht.



**Bild 1** Die Autobahnbrücke bei Herleshausen in Hessen (Bauwerk 16) wird Teil der neuen A 44 werden. Der 5. Bauabschnitt wird voraussichtlich im Frühjahr 2025 fertiggestellt; die Brücke im Frühjahr dieses Jahres (bei Red.-Schluss noch unklar). Die hohen Pfeiler wurden mit der Rundstützenschalung von PASCHAL geschalt.

**Vorteil Stahlschalung**

Der geringe Pfeilerdurchmesser war ein Grund dafür, dass die Schalungslösung von PASCHAL zum Einsatz kam. Eine Stahlschalung kann deutlich höhere Betondrücke aufnehmen und es gelingt damit, eine schöne Rundung zu erhalten. Hätte man aus Holzelementen selbst eine Schablone gefertigt, hätte man im Ergebnis eher einen polygonalen Kreis als eine schön geformte Rundung. PASCHAL ist hier einer der wenigen Anbieter, der eine Stahlschalung mit 1 m Durchmesser anbietet; Mitbewerber haben entweder nur Holzschalungen im Portfolio oder bieten Schalungen an für Durchmesser bis 80 cm oder dann wieder ab 1,50 m.

Bauherr und Entwurfsplaner entschieden sich für den Durchmesser von 1 m, um stimmige schlanke Proportionen zu erhalten, auch wenn das Betonieren etwas herausfordernder würde. Größere Pfeilerdurchmesser hätten bei dem Lagerungssystem des Bauwerks wesentlich größere Zwängungen zur Folge, noch schlankere wären aus ästhetischer Sicht problematisch. Dem Rädlinger-Projektleiter war das Portfolio von PASCHAL bekannt, da es die zweite Zusammenarbeit mit dem Schalungshersteller aus Steinach war. Bereits 2019 verwendete man die Rundstützenschalung, um den Gästezugang für die Allianz-Arena in München – eine aufgeständerte Plattform – zu realisieren. Der Projektleiter wandte sich daher für das Projekt Autobahnbrücke an Schalungsfachberater und Leiter der Niederlassung Niederbayern, Jürgen Fuchs, um eine Machbarkeitseinschätzung und ein Angebot zu erhalten. Auf die Firma PASCHAL sei er ursprünglich aufmerksam geworden, da er Schilderbrücken auf den Autobahnen gesehen habe, die auf Fundamenten mit abgerundeten Stirnseiten stehen. Der Hersteller, der sich auf diese Schilder spezialisiert hat, ist Stammkunde von PASCHAL und hat die Schalungsfirma dann empfohlen. So kam es zur Zusammenarbeit beim Projekt Allianz-Arena.

**Achtung, Stromleitung!**

Was die Arbeit an dem Rampenbauwerk der A 44 bei Herleshausen zu einer besonderen Herausforderung machte, war die Tatsache, dass eine Hochspannungsleitung das Bauwerk kreuzt und daher bei den Betonierarbeiten ein Sicherheitsabstand einzuhalten war. Zwischen der Oberkante der Pfeiler im Endzustand und der Leitung waren etwa 12 m Platz. Es wurde eine Höhenkote ermittelt, die nicht überschritten werden durfte. Denn je nach



(Fotos: PASCHAL)

**Bild 3** Bevor die Rundstützenschalung aufgerichtet und die Bewehrung eingefädelt wird, werden am Boden liegend die Arbeits- und Sicherheitsbühnen angebracht.

Wärmeeinwirkung hängen die Stromleitungen auch weiter durch. Das hieß, der erste Takt konnte mit Hilfe eines am Kran angehängten Betonkübels betoniert werden. Beim zweiten Betonierabschnitt kam die Betonpumpe zum Einsatz, um zu garantieren, dass man nicht in den Sicherheitsbereich der Oberleitung gerät.

Sobald es die Witterung zulässt, wird die Oberseite der Brücke mit Harz abgedichtet; danach werden die Kappen betoniert, die u. a. als Notgehweg der Autobahn dienen, bevor zwischen den Schrammborden die Asphaltfahrbahn das Bauwerk vervollständigt. Das Bauende des gesamten Streckenabschnitts ist für Frühjahr 2025 geplant. Die Verkehrsfreigabe wird wegen der betriebstechnischen Ausstattung des Tunnels erst 2026 möglich sein.

[www.paschal.com](http://www.paschal.com)

\ ALLPLAN BRIDGE 2024

**ACCELERATE  
DESIGN TO BUILD**

**JETZT MEHR ERFAHREN:**  
[allplan.com/bridge2024](http://allplan.com/bridge2024)

**ALLPLAN**

**Produktivere Arbeitsabläufe beim Brückenentwurf**

Die neue Version Allplan Bridge 2024 beschleunigt den parametrischen Brückenentwurf auf ein neues Niveau. Dank verbesserter digitaler Arbeitsabläufe lassen sich Aufgaben noch schneller erledigen. Brückeningenieure haben so die Möglichkeit, bessere Brücken zu bauen.

**ALLPLAN**  
A NEMETSCHKE COMPANY



**Schneller sein mit Allplan Bridge 2024:**

- > Dank erhöhter Produktivität
- > Durch erweiterte statische Berechnung
- > Mit unübertroffener Planungsqualität

# Meilenstein in Geschichte Panamas: Bauer Spezialtiefbau am Bau der neuen Metro Linie 3 beteiligt

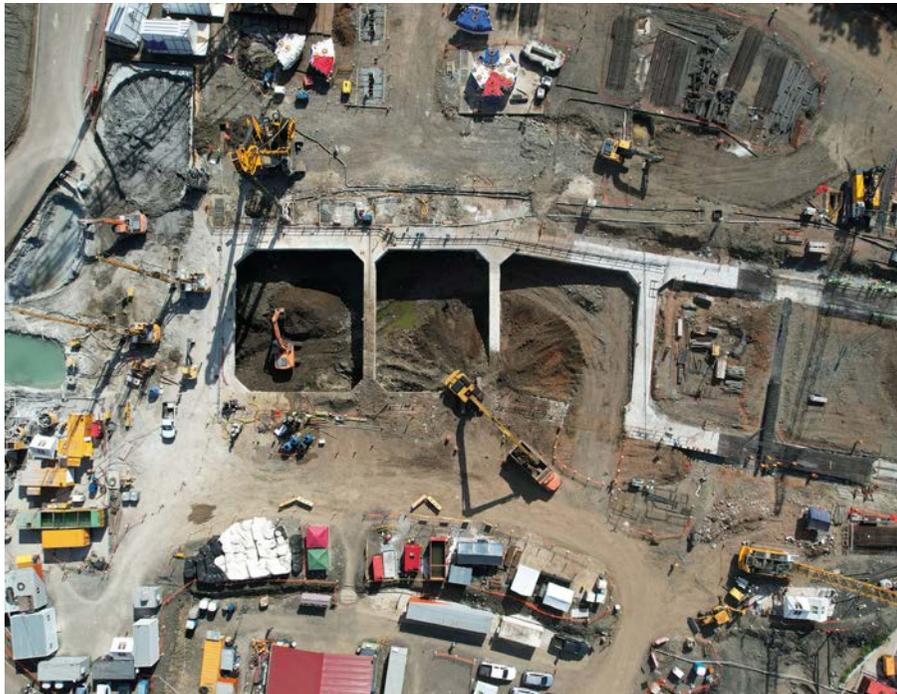


Foto: Bauer Gruppe

Die Verbindung zwischen dem oberirdischen und dem unterirdischen Streckenteil wird in offener Bauweise (cut and cover) realisiert.

**Panama-Stadt, Panama – Die Metro Line 3 in Panama setzt neue Maßstäbe bei öffentlichen Infrastrukturprojekten in Lateinamerika. Und das nicht nur, weil es sich bei dem Projekt um das größte Bauvorhaben seit der Erweiterung des Panama-Kanals handelt. Nach Inbetriebnahme der neuen Linie voraussichtlich im Jahr 2026 soll sich die Zahl der städtischen Staus signifikant verringern.**

Gleichzeitig steht der Bevölkerung dann ein schnelles, effizientes und nachhaltiges öffentliches Verkehrsmittel zur Verfügung, das die bisherigen Reisezeiten deutlich reduziert. Beides bedeutet einen immensen Gewinn an Lebensqualität für die Bewohner der Region.

Die 34 km lange neue Strecke zwischen der Station Albrook und der Ciudad del Futuro ist überwiegend als Monorail-Hochbahn konzipiert. Ein 6 km langer Abschnitt, der den Panama-Kanal quert, soll jedoch unterirdisch verlaufen. Für die Herstellung des dafür notwendigen Tunnels kommt eine Tunnelbohrmaschine zum Einsatz. Damit diese aber überhaupt ihren Dienst aufnehmen

kann, braucht es zunächst einen Starterschacht. Das HPH Joint Venture – bestehend aus der Hyundai Engineering & Construction, Posco und der Hyundai Engineering Co. Ltd. – beauftragte BAUER Fundaciones Panama S.A., ein Tochterunternehmen der BAUER Spezialtiefbau GmbH, mit den notwendigen Schlitzwandarbeiten. Auch die Ausführung von Barettes sowie Düsenstrahlarbeiten (HDI) gehören zum Leistungsumfang.

### Insgesamt fast 17.000 m<sup>3</sup> Schlitzwand

Die Arbeiten haben im Juli 2023 begonnen und dauern voraussichtlich bis Oktober 2024. Sie gliedern sich in zwei Phasen: In der ersten, bereits abgeschlossenen Phase stellte Bauer 4837 m<sup>3</sup> Schlitzwand für den Starterschacht her. „In der aktuell laufenden zweiten Phase wird die Verbindung des oberirdischen mit dem unterirdischen Streckenabschnitts in offener Bauweise realisiert. Dafür müssen weitere 12.000 m<sup>3</sup> Schlitzwand hergestellt werden“, erklärt

Alejandro de la Rosa, Projektleiter bei Bauer Panama. Für beide Arbeitsphasen kommen unter anderem zwei MC Seilbagger und zwei BC Fräseinheiten von Bauer Maschinen, mehrere KR Bohrgeräte der KLEMM Bohrtechnik GmbH sowie eine BE 500 Anlage der BAUER MAT Slurry Handling Systems zum Einsatz.

### Enger Zeitplan, schwierige Bodenverhältnisse, kein Problem

„Gute Planung und Organisation sind, wie immer, ausschlaggebend für den Erfolg“, betont Alejandro de la Rosa. Die größten Herausforderungen waren der enge Zeitplan und die schwierigen Bodenverhältnisse. Insbesondere das Fräsen in Gestein mit Festigkeiten von bis zu 195 MPa stellte eine Schwierigkeit dar. Hinzu kam in einigen Fällen die bis zu 15 m tiefe Einbindung in verwitterten und soliden Fels. Zur Kategorisierung der Gesteinsklassen waren vorab 57 Bohrungen durchgeführt worden.

[www.bauer.de](http://www.bauer.de)

#6\_IngD4C x Fin

## Ingenieurbaukunst Design for Construction

6. Symposium  
Ingenieurbaukunst für Klimaschutz  
28.11.2024 · Berlin + Online

Infos + Blog: [www.ingd4c.org](http://www.ingd4c.org)

Ingenieur  
bau  
kunst  
Design  
for  
Construction

## Flüssiges Futterblech MM1080 von DIAMANT Polymer sichert effizient Silo-Neubau in Chemiewerk



**Bild 1, 2** Der vertikale Spalt zwischen der Kopfplatte des Anschlussträgers und der Aufnahme des Querträgers, und der horizontale Spalt zwischen Knagge und Kopfplatte des Anschlussträgers wurden mit MM1018 kraftschlüssig verfüllt (linkes Bild). Im rechten Bild ist die Spaltsituation zwischen Knagge und Kopfplattenstoß zu erkennen.

**Bei der Begehung des Neubaus eines Silostuhls fielen den Prüflingen gravierende Mängel an Spaltmaßen, Trägern und Knaggen auf. Die erheblichen, statisch relevanten Mängel mussten bei ungünstiger, winterlicher Witterung binnen einer Woche behoben werden, um das Silo noch fristgerecht montieren zu können. Mit dem Flüssigen Futterblech MM1018 von DIAMANT gelang die erforderliche, absolut kraftschlüssige Verfüllung der Spalte zwischen Anschlagpunkten und Trägern sowie zwischen einzelnen Schraubenverbindungen in weniger als vier Tagen.**

Das schnell aushärtende, hoch gefüllte Metallpolymer erfüllte die hohen Anforderungen einer Druckfestigkeit von bis zu 160 N/mm<sup>2</sup>. DIAMANT-Vertriebsleiter Erkan Polat resümiert: „Ohne unser Material hätten sie wohl den Silostuhl abbauen und neu bauen müssen.“

Bei der Begehung des Silostuhls wurde von den Prüfern festgestellt, dass die Spaltmaße zwischen den einzelnen Schraubenverbindungen zu groß sind. Zudem lagen die Träger teilweise nicht auf den Knaggen auf, was erhebliche Auswirkungen auf die Statik hat, da die Knaggen eines Silostuhls erhebliche Vertikallasten aus den Trägern in Stützen und Wände übertragen müssen. Um das Silo fristgerecht auf den Silostuhl montieren zu können, mussten diese Mängel binnen einer Woche behoben werden.

Für die schnelle Behebung der statisch gravierenden Mängel bei ungünstigen Witterungsbedingungen (Außentemperatur von 0 °C bis 5 °C) mussten aus Sicht der Prüfer folgende Bedingungen erfüllt werden:

- Aufgrund der hohen Verformungsanforderungen eines Silos muss die Knaggenunterstützung absolut kraftschlüssig sein, damit bei der Silofüllung nachträglich keine Schlupfverformungen auftreten. Hier liegen sehr hohe lokale Pressungen vor.
- Das Verfüllmaterial zwischen Knagge und Kopfplatte der Anschlussträger muss im Endzustand vollflächig eine Kontaktpressung von min. 160N/mm<sup>2</sup> erreichen. Im Montagezustand (bei leerem Silo) sind davon min. 50%, d.h. 80N/mm<sup>2</sup> zu erreichen.

Zum Ausgleich der zu großen Spaltmaße zwischen einzelnen Schraubenverbindungen wurden von zwei qualifizierten Fachkräften zunächst alle Schraubenverbindungen geprüft und nachgezogen. Verbindungen, die auch nach dem Nachziehen noch unzulässige Spaltmaße aufwiesen, wurden mit dem (bauaufsichtlich zugelassenen) Flüssigen Futterblech MM1018 von DIAMANT verfüllt. Die Spalte zwischen Knaggen und Trägern wurden präzise aufgemessen und mit Flüssigem Futterblech kraftschlüssig ausgeglichen.

Zur Vorbereitung der Injektion des flüssigen Spaltausgleichmaterials MM1018 FL dichtete man die Hohlräume zwischen den Schraubenverbindungen sowie zwischen Knaggen und Trägern zunächst mit MM1018 SEAL ab. Das schnell (innerhalb von zwei Stunden) aushärtende, korrosions- und witterungsbeständige Metallpolymer ermöglicht den druckdichten Fugenverschluss.

Nach vollständiger Aushärtung der Abdichtung konnte mit der Injektion des Flüssigen Futterblechs MM1018 FL begonnen werden. Das Zweikomponenten-Reaktionsharzsystem wird im richtigen Mischungsverhältnis in einem 2-Gebinde-Set

Von Grund auf gut geplant.  
Bahnhof Lutherstadt Eisleben

 Schübler-Plan





**Bild 3** An den kraftschlüssig abgedichteten, fertig injizierten Schraubenverbindungen wurde nach Aushärtung der Packer entfernt. Abschließend erfolgte eine Säuberung der MM1018 Seal-Abdichtung.



**Bild 4** Hier sieht man den fertig injizierten Spalt zwischen Knappe und Kopfplattenstoß, vor dem finalen Säubern.

angeliefert. Die Komponente B wird in das Gebinde A gegeben und angemischt. Danach wird das Material in Leerkartuschen abgefüllt und über einen Schlauch durch die Packer (wie in Bild 3 zu sehen) in den Spalt/Hohlraum injiziert.

Nach der Injektion von MM1018 FL wurde das Material mit einem Heißluftföhn getempert. Jeder Stoß nahm mit einer Temperatur von 60 °C etwa 30 Minuten in Anspruch. Auf diese Weise konnte nach 24 Stunden nachweislich sichergestellt werden (mit Rückmusterdeckeln und einer Shore-D Prüfung/Messung), dass eine Druckfestigkeit von 80 N/mm<sup>2</sup> erreicht wurde, die für den Montagezustand vorgeschrieben worden ist.

Der große Vorteil des flüssigen Futterblechs von DIAMANT im Vergleich zu herkömmlichen Futterblechen aus Stahl ist, dass MM1018 FL jeden Spalt flexibel zu 100 % ausfüllt und dazu weder mechanisch bearbeitet noch angepasst werden muss. Das

Zweikomponenten-Reaktionsharzsystem MM1018 kann entweder pastös oder flüssig eingesetzt und sowohl gespachtelt als auch injiziert werden, wodurch auch kleinste, unspezifische Spalten sicher verschlossen werden können.

Um die Leistungsfähigkeit und Haftung von MM1018 FL zu unterstützen, empfiehlt DIAMANT Geschäftsführer Carsten Kunde, „die Oberflächen sorgfältig zu reinigen die Kontaktstellen durch Druckluftstrahlen aufzurauen (ideale Rauigkeit: 50 – 60 µm). Generell kann MM1018 auch auf korrosionsbeständige Anstriche aufgetragen werden, wobei zu beachten ist, dass die technische Leistung eines Anstrichs nicht mit der Leistung von MM1018 verglichen werden kann. Im Bedarfsfall werden mögliche Auswirkungen wie Haftung oder Druckfestigkeit in unserem eigenen Labor getestet.“

[www.diamant-polymer.de](http://www.diamant-polymer.de)

## iF Design Award 2024 für Sita Hochleistungskiesfang

**Kiesfangdesign, völlig neu gedacht. Und dazu eine optimierte Funktion. Das überzeugte die Jury des iF Design Awards 2024 gleich doppelt. Sie zeichnete den neuen Hochleistungskiesfang von Sita mit dem begehrten Designpreis aus.**

Der Sita Kiesfang konnte die 132-köpfige, unabhängige, internationale Expertenjury durch seine „innovative Formsprache bei gleichzeitiger störungsfreier Entwässerung und anwenderfreundlicher Installation und Wartung“ überzeugen.

Ein Designteam aus München dachte die klassische Kiesfangform neu. Oben breit, unten schmal, das gab es so noch nie. Der robuste Grundkörper mit der konischen Strebenform sorgt dafür, dass Regen durch die lotrechten Streben direkt in den Gullytopf geleitet und nicht durch Querstreben verwirbelt oder aufgehalten wird. Angeordnet im Idealabstand halten sie Fremdkörper fern. Die



(Foto: Sita)

Erkennungsmerkmal gelber Deckel: Die neue, prämierte Kiesfang-Generation von Sita. Überraschend funktionelles Design für eine optimierte Ablaufleistung und eine schwerelose Wartung.

große Deckelscheibe mit dem kreisrunden, gelben Markenelement erfüllt gleich mehrere Funktionen. Da sie wie ein Ufo über dem schwarzen Adapter schwebt, aber über einen Zulaufspalt fest mit dem Gully verbunden ist, sichert sie den Wasserablauf auch bei Starkregen. Bei Wartungsarbeiten wird nur der „Twist-off-Deckel“ abgenommen. Praktische Griffelemente und Open-Close-Richtungspfeile helfen dabei.

Der neue Designkiesfang wird ohne Aufpreis mitgeliefert. Er ist bei den Gullys SitaStandard, SitaTrendy, SitaIndra und SitaFireguard serienmäßig dabei.

[www.sita-baelemente.de](http://www.sita-baelemente.de)

**Laumer**  
Profitieren Sie von über **40 Jahren Erfahrung**

### KLEBEARMIERUNG

Nachträgliches Verstärken von Stahlbeton durch Stahl-, oder Kohlefaserlamellen und CFK-Folien

Tel. 08724/88-447 · 84323 Massing  
[bauwerksverstaerkung.laumer.de](http://bauwerksverstaerkung.laumer.de)

## Flachtanks mit Mega-Volumen ergänzen Regenwassersysteme von Hauraton



Die Retentionstanks des Hauraton-Kooperationspartners Rewatec bieten Volumina von 10.000 bis 55.000 l Speicherkapazität.

**Wer heute mehr Wasser speichert, kann morgen mehr nutzen! Wie kann man vor dem Hintergrund der Klimaveränderungen Wasser von Niederschlägen künftig noch besser und gezielter zwischenspeichern, um es dann weiterverwenden zu können? Antworten auf diese Frage zu finden, ist Teil der neuen Unternehmensausrichtung von Hauraton. Wasserströme in Entwässerungsanlagen messen und bedarfsgerecht steuern ist das Angebot, das Hauraton mit den neuen digitalen Service- und Leistungsangeboten macht.**

Damit verbunden wird künftig besonderes Gewicht auf das Zurückhalten und Wiederverwenden von Wasser gelegt. Deshalb hat Hauraton jetzt die Technologie-Partnerschaft mit dem Unternehmen Premier Tech gestartet. Die technisch anspruchsvollen Großbehälter des Unternehmens sind für die Aufnahme großer Wassermengen entwickelt worden und können künftig in die Regenwassermanagement-Systeme von Hauraton eingebunden werden.

### Bis zu 55.000 l Regenwasser auffangen

Hauraton integriert den Regenwassertank Neo Standard und Neo X der Marke Rewatec in seinen Produktkatalog. Die Großregenwassertanks bieten Volumina von 10.000 bis 55.000 l Speicherkapazität. Ihr Einsatzgebiet ist die Regenwasserrückhaltung mit anschließender gesteuerter Weiterleitung. Möglich sind etwa die gedrosselte Einleitung in die Kanalisation, eine Kombination aus Regenwasserrückhaltung und Speicherung oder aber eine reine Speicherung zur späteren Regenwasserverwendung. Damit lassen sich vielfältige Kundenwünsche in sehr unterschiedlich angelegten Projekten erfüllen. Das Material der Regenwassertanks enthält Teile aus recyceltem Polyethylen und ist zu 100 % recycelbar.

(Foto: Hauraton)

### Für Großprojekte mit blau-grünen Infrastrukturen

Hauraton startet den Vertrieb zunächst in Deutschland und Österreich, weitere Märkte können später folgen. Die Regenwassertanks werden ausschließlich als Komponente innerhalb von Systemlösungen vertrieben. Das Angebot richtet sich vor allem an Kundengruppen, die an umfassenden Konzepten aus einer Hand interessiert sind. Der Hersteller kann hier mit seiner Beratungskompetenz und diversen Lösungen und Produktfamilien im ganzheitlichen Regenwassermanagement unterstützen und die Flachtanks mit hoher Speicherkapazität in seine Gesamtmodelle einfügen. Effekte: Mehr gespeichertes Wasser für sinnvolle Nachnutzungen wie etwa das Bewässern von Bäumen, mehr Nachhaltigkeit und mehr Verantwortungsbewusstsein gegenüber der wertvollen Ressource Wasser.

[www.hauraton.com](http://www.hauraton.com)



# Brückenbautage

Konferenz Brückenbau und Verkehrsinfrastruktur

12./13. November 2024 in Berlin

**MIT BESICHTIGUNG  
ODERBRÜCKE KÜSTRIN**

© sbp Andreas Schubel



Weitere Infos & Anmeldung unter:  
[www.management-forum.de/bruecke](http://www.management-forum.de/bruecke)  
Telefon: +49 8151 2719-0 · [info@management-forum.de](mailto:info@management-forum.de)

In Kooperation mit

**Ernst & Sohn**  
A Wiley Brand

## STRABAG mit Umbau und Erweiterung des Masaryk-Bahnhofs in Prag beauftragt

Wien – Die STRABAG realisiert über ihre tschechische Tochtergesellschaft STRABAG Rail a. s. den Um- und Ausbau des historischen Bahnhofs Masaryk im Herzen Prags. Das Projekt im Auftrag der tschechischen Eisenbahnverwaltung Správa železnic im Wert von 137 Mio. € umfasst sowohl die Modernisierung und Erweiterung der Gleisanlagen als auch die Errichtung einer markanten Fußgänger-Plattform über die Gleise als städtebauliche Verbindung. Insgesamt ca. 44 Monate sollen die Arbeiten dauern. Die STRABAG Rail a.s. führt die Baumaßnahmen in ARGE mit der STRABAG s.r.o. durch.

Täglich mehr als 40.000 Fahrgäste verzeichnet der Masaryk-Bahnhof, einer der ältesten Bahnhöfe in der Tschechischen Republik. Durch den Umbau wird nicht nur seine Kapazität deutlich erhöht. Die Anzahl der Gleise an den Bahnsteigen wird von sieben auf neun erhöht. Die bestehenden Bahnsteige sind barrierefrei umzubauen, Überleitstellen, Signaltechnik und Oberleitungen zu erneuern sowie zusätzliche Überholungsgleise zu errichten.



(Foto / Abb.: Správa železnic)

**Bild 1** Umbau des Prager Bahnhofs Masaryk: Eine 8600 m<sup>2</sup> große, begrünte Stahlplattform ermöglicht zukünftig eine barrierefreie Überquerung der Bahnanlagen und leichten Zugang zu den Gleisen.

### Stellenangebote

Wir suchen in Bayern  
**BAUINGENIEURE / STATIKER (m/w/d)**  
 Diplom-Ingenieure (m/w/d) / Master



PRÜFSTATIK



Jetzt bewerben!

-  sofort oder später
-  feste Anstellung
-  Vollzeit (40,1 Std)
-  [www.lga.de/karriere](http://www.lga.de/karriere)

Architektonisch markantes und konstruktives Highlight des Projekts ist jedoch der Bau einer dreieckigen, 8600 m<sup>2</sup> großen Stahlplattform über den Gleisen, die als Fußgängerverbindung dient, den barrierefreien Zugang zu den einzelnen Bahnsteigen gewährleistet und den Übergang zur U-Bahn oder den benachbarten Prestigebauten des Architekturbüros Zaha Hadid ermöglicht. Ein Teil der Plattform wird begrünt, sodass eine Ruhezone inmitten der Metropole entsteht. Die Bewässerung der Grünanlage ist über eine Regenwasserbewirtschaftung geplant.

[www.strabag.com](http://www.strabag.com); [www.strabag.cz](http://www.strabag.cz)



# Dir ist wichtig, die Mobilität der Zukunft mitzugestalten?

Wir suchen dich als Planungsingenieur:in.

Begleite unsere Projekte im Infrastrukturbereich in den Gewerken:

- Verkehrsanlagen Schiene und Straße
- Konstruktiver Ingenieurbau
- Leit- und Sicherungstechnik
- Telekommunikation
- Hochbau



Jetzt informieren und bewerben:  
[db.jobs/db-ec-planung](https://db.jobs/db-ec-planung)

Was ist dir wichtig?



Werde Teil der  
DB Engineering &  
Consulting

# Anbieterverzeichnis

## Produkte & Dienstleistungen

### Baudynamik

#### Schwingungsisolierung



**KRAIBURG PuraSys GmbH & Co. KG**  
Porschestraße 1 • 49356 Diepholz  
Tel. +49 (0) 54 41 59 54 – 0  
info@kraiburg-purasys.com  
www.purasys.com

Lösungen aus PUR



**GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co. KG**  
Elastische Lagerung/  
Schwingböden/Raum-in-Raum-  
Lösungen/Schwingungstilger/  
Erdbebenschutz u.v.m.  
Berlin: +49 30 4191-0  
Essen: +49 201 26604-0  
info@gerb.com  
GERB.COM



**Getzner Spring-Solutions GmbH**  
Gottlob Grotz Str. 1  
74321 Bietigheim-Bissingen  
Tel.: +49 7142 91 753 0  
Email: info.stuttgart@getzner.com  
Internet: www.getzner.com  
Sylomer® und Sylodyn®  
PUR-Werkstoffe zur  
Schalldämmung

### EDV/Software



**mb AEC Software GmbH**  
Europaallee 14  
67657 Kaiserslautern  
Tel. 0631 55099-11  
Fax 0631 550999-20  
info@mbaec.de  
www.mbaec.de

#### Software für den Verbundbau



**Kretz Software GmbH**  
Europaallee 14  
67657 Kaiserslautern  
Tel. 0631 55099-11  
Fax 0631 550999-20  
info@kretz.de  
www.kretz.de

### Fachliteratur



**Ernst & Sohn GmbH**  
Rotherstraße 21  
D-10245 Berlin  
Tel. +49 (0)30 47031 200  
Fax +49 (0)30 47031 270  
E-Mail: info@ernst-und-sohn.de  
Internet: www.ernst-und-sohn.de

### Geotechnik/ Spezialtiefbau

#### Baugrundverbesserung/ Bodenstabilisierung



**Laumer GmbH & Co.**  
**CSV Bodenstabilisierung KG**  
D-84323 Massing  
Tel. (087 24) 88-9 00  
Fax (087 24) 88-8 60  
info@laumer.de  
www.laumer.de

### Ingenieurholzbau



**W. u. J. Derix GmbH & Co.**  
Dam 63 | 41372 Niederkrüchten  
Telefon: +49 (0)2163 8988-0  
Telefax: +49 (0)2163 8988-87

#### Poppensieker & Derix GmbH & Co. KG

Industriestraße 24 | 49492  
Westerkappeln  
Telefon: +49 (0)5456 9303-0  
Telefax: +49 (0)5456 9303-30  
info@derix.de · www.derix.de

## Das Anbieterverzeichnis

### Die Basis Ihrer Werbung

- **Dauerpräsenz in der Zielgruppe rund um das Bauingenieurwesen**
- **Wirtschaftlicher Einsatz Ihres Budgets:** Print wirkt intensiv – präzise – nachhaltig – gerade in Fachmedien – in aktiv genutzten Arbeitsmitteln
- **Kein Aufwand – nachhaltige Werbewirkung**

#### BESTELLEN

+49(0)30 470 31-252 · anzeigen@ernst-und-sohn.de · www.ernst-und-sohn.de

#### Ihre Brücke zum Erfolg Berechnungsbeispiel

Eintrag, 35 mm Gesamthöhe,  
vierfarbig, 12 Ausgaben

EUR 1.173,-



#### STICHWORT

#### Ihr Logo

Mustermann GmbH  
Mustermannstr. 00  
D-00000 Musterstadt  
Telefon (00000) 00000-000  
Fax (00000) 00000-000  
E-Mail info@mustermann.de  
www.mustermann.de



# Sonderdrucke – Ihre Publikation als Werbemittel

## **Sonderdrucke sind für Unternehmen ein wertvolles Werbemedium.**

Mit der Veröffentlichung Ihres Fachbeitrages und einer zusätzlichen Verbreitung in Form von Sonderdrucken partizipieren Sie vom hohen Ansehen des Verlages Ernst & Sohn in der Zielgruppe. Nutzen Sie diese Möglichkeit als Imagetransfer für Ihr Unternehmen um die erarbeiteten Ergebnisse dem Markt und

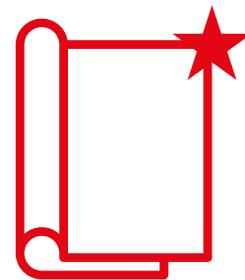
- Ihren Geschäftspartnern
- Ihren Kunden
- Ihren Mitarbeitern

zugänglich zu machen.

## **Wir fertigen für Sie Sonderdrucke:**

- von Aufsätzen oder Berichten
- in Kombination mit passenden Produktseiten
- ergänzt mit eigenen Texten und Bildern
- aus unterschiedlichen Zeitschriften, zusammengefasst
- nach Thematik oder Projekt
- auch in ausschließlich digitaler Version als PDF
- zu den verschiedensten Anlässen:  
Jubiläum, Firmenevent, Messe oder Kongress,  
als Festschrift im Buchformat

Gern kombinieren wir für Sie auch Beiträge aus unseren Büchern mit Zeitschriften. Die digitale Version für die Internetseite Ihrer Firma ist immer inklusive.



## **KONTAKTIEREN SIE UNS**

für individuelle Paketlösungen

Janette Seifert  
reprints@ernst-und-sohn.de  
+49 (0)30 47031-292

Weitere Informationen und  
Bestellvarianten unter  
[www.ernst-und-sohn.de/sonderdrucke](http://www.ernst-und-sohn.de/sonderdrucke)

- Messtechnik und BIM
- Geodätische Messungen
- Feuchte- und Temperaturmessungen
- Luftdichtheitsmessungen
- Prüfung der Schläuche
- Bauwerksmonitoring
- Prüfung von...

## Ist *Weniger* besser als *Mehr*?

Diese Frage habe ich in einem Fachbeitrag zur Produktivitätssteigerung gelesen. Und sie treibt mich seit einiger Zeit sehr in meinem beruflichen Umfeld um.

Die Bundesregierung hat dazu gemeinsam mit der Deutschen Bahn AG ein Konzept entwickelt, aus einem „hochbelasteten Netz“ ein „Hochleistungsnetz“ zu formen. In Verbindung mit einem neuen Kapazitätsmanagement, ausgerichtet auf Totalsperrungen, sollen bis 2030 sehr wichtige Eisenbahn-Korridore umfassend saniert werden. Aber auch alle restlichen Infrastrukturprojekte werden in ein neues System von wiederkehrenden „Sperrpausen-Containern“ einsortiert, der Fahrplan wird stabiler und die Planung von Sperrzeiten in den Projekten berechenbarer. Mit diesem neuen disruptiven Ansatz soll die Eisenbahn in Deutschland zu einer echten Alternative für eine zukunftsfähige, klimaschonende Mobilität entwickelt werden. Eine noch nie dagewesene Herausforderung für den gesamten Bahn-Bau-Sektor.

In dieser Diskussion um Eisenbahninfrastrukturprojekte stellt sich oft die Frage, ob weniger, dafür aber zuverlässigere Lösungen besser sind als umfangreichere Maßnahmen. Meine Antwort darauf lautet: „Es kommt darauf an.“ *Weniger* kann in manchen Fällen *Mehr* sein, wenn es darum geht, die Komplexität in unseren Infrastrukturprojekten zu reduzieren. Qualität sollte hier über Quantität gestellt werden.

Auf der anderen Seite können umfangreichere Großprojekte auch Vorteile mit sich bringen, insbesondere in stark frequentierten Gebieten oder bei wachsenden Bevölkerungszahlen. Hier ist es wichtig, einen ausgewogenen Ansatz zu finden, der sowohl die Bedürfnisse der Menschen als auch technologische Aspekte berücksichtigt. Entscheidend für mich ist, dass Infrastrukturprojekte mit Bedacht geplant und umgesetzt werden, um langfristige Lösungen zu schaffen, die sowohl effizient als auch nachhaltig sind. Es geht nicht nur darum, mehr oder weniger zu bauen, sondern darum, die richtigen Entscheidungen zuverlässig zu treffen.

Wenn wir mit kleinen Maßnahmen beginnen und diese schrittweise zu einer umfassenderen Infrastruktur ausbauen, können wir effektiv mit weniger mehr erreichen. Durch eine iterative Herangehensweise können wir flexibel auf Veränderungen reagieren, Erfahrungen sammeln und die Infrastruktur kontinuierlich verbessern. Dieser evolutionäre Prozess ermöglicht es uns, maßgeschneiderte Lösungen zu entwickeln, die den Bedürfnissen der Menschen und der Umwelt gerecht werden.

Letztendlich geht es darum, nachhaltige und zukunftsorientierte Infrastrukturprojekte zu schaffen, die langfristig einen positiven Einfluss auf die Mobilität und Lebensqualität haben. Unsere Aufgabe dabei ist, die richtige Balance zwischen Effizienz, Nachhaltigkeit und den Bedürfnissen der Menschen zu finden, um langfristig positive Auswirkungen zu erzielen.

Ich habe einen großartigen Job! All diese Ansätze in Kombination von innovativen Lösungen im Ingenieurwesen darf ich für die Planungen in eine zukunftsfähige resiliente Eisenbahninfrastruktur nutzen.

Herzlichst  
Ihre Anja Vehlow  
DB InfraGO AG



Anja Vehlow

# Klassifizierung der Gewölbebrücken im Netz der Deutschen Bahn

Der Erhalt und der Gedanke des Weiterbaus sind elementare Bestandteile zielgerichteter Sanierungsmaßnahmen zur wesentlichen Verbesserung von Bestandstragwerken. Besonders die Brückenbauwerke im Netz der Deutschen Bahn (DB) und im Speziellen Eisenbahngewölbebrücken können durch ihre Resttragfähigkeit und aufgezeigte hohe Nutzungsdauer das Ziel der Weiternutzung positiv unterstützen. Für eine erfolgreiche Nutzungsdauerverlängerung und einen einheitlichen Umgang mit diesen Tragwerksformen ist es notwendig, die etwa 6000 Gewölbebrücken zu klassifizieren. Dies wurde für den Regionalbereich Südost, mit den meisten Gewölbebrücken im Netz der DB, und eine definierte Stichprobenmenge aus anderen Regionen anhand von Planmaterial sowie Regelbegutachtungen vorgenommen. Eine erste Kategorisierung erfolgte über das geometrische Verhältnis von Bogenstich  $f$  zu lichter Weite  $L$  des Gewölbes. Hier konnten drei  $f/L$ -Verhältnisse mit passenden Wertebereichen gefunden werden, die für alle Regionalbereiche der DB zutreffend sind. Um daraus weiterführende Empfehlungen zu Untersuchungen in exponierten Bereichen der Gewölbestruktur zu geben, wurden die  $f/L$ -Gruppen mit den aufgefundenen Schadensarten in den verschiedenen Gewölbebrückenbereichen verknüpft. So können außerdem zielgerichtete Sanierungsmethoden abgeleitet werden. Die Beanspruchungen können für Gewölbe vereinfacht über den Stützlinienverlauf im Bogen eingeschätzt werden.

**Stichworte** Eisenbahngewölbebrücken; Weiternutzung; Klassifizierung; Schadensarten;  $f/L$ -Verhältnisse; Stützlinie

## 1 Motivation und Ziel

Brücken aus steinernen Bögen werden bereits seit Jahrhunderten gebaut und sind eine der ältesten Brückenbauformen. Zu Beginn des Bahnbaus in Deutschland ab den 1830er-Jahren und während des Streckenausbaus bis zur Jahrhundertwende wurden besonders viele Eisenbahnbrücken benötigt. Im damaligen Brückenbau war die Bauform eines Gewölbes bewährt [1–3]. Gewölbebrücken prägen folglich den Eisenbahnbrückenbestand bereits seit über 150 Jahren und stellen heute mit einer durchschnittlichen Nutzungsdauer von 129,4 Jahren die älteste Konstruktionsweise dar. Das Durchschnittsalter aller Eisenbahnbrücken ist mit 75,0 Jahren deutlich geringer [4]. Die vergleichsweise hohe Nutzungsdauer der Gewölbebrücken spricht für die Dauerhaftigkeit dieser Konstruktionsart. Sie macht heute noch einen großen Anteil am Brückenbestand der Deutschen Bahn (DB) aus, etwa

## Classification of arch bridges in the network of Deutsche Bahn

The preservation and the idea of continued construction are elementary components of structures and must be given more consideration again. Especially the existing structures in the network of the German Railways (DB) and in particular railroad arch bridges can positively support the goal of continued use due to their enormous residual load capacity and already demonstrated service life. For a successful service life extension, however, it was necessary to classify the approximately 6000 arch bridges in order to ensure a uniform handling of these structural forms. By evaluating the southeast regional area, with the most arch bridges, and a defined sample quantity of other regions, the classification was carried out on the basis of plan material as well as rule assessments. A first categorization was achieved based on geometrical characteristics, concretely the relation of arch spacing  $f$  to the clear width  $L$  of the vault. Three typical  $f/L$  ratios with suitable value ranges are applicable to the complete network of the DB. In order to give further recommendations for the investigation in exposed areas of the vault structure and to derive targeted rehabilitation methods, the  $f/L$  groupings were linked with the damage types which were found in the respective components of the vault bridge. The maximum stresses could be justified for flat segmental arches up to circular arches on the basis of the support line in the arch.

**Keywords** railway arch bridge; further use; classification; types of damage;  $f/L$  ratio; line of thrust

ein Viertel von ca. 26.000 Brückenbauwerken. Lediglich Stahlbetonbrücken haben mittlerweile einen größeren Anteil am Bestand. Gewölbebrücken sind demnach nicht nur eisenbahngeschichtlich, als Zeugnisse der Ingenieurkunst früherer Generationen, von großer Bedeutung, sondern sind auch wichtiger Bestandteil der heutigen Infrastruktur.

Obwohl diese Konstruktionen teils noch eine hinreichende bis hohe Resttragfähigkeit oder Potenzial zur Tragfähigkeitserhöhung aufweisen, werden sie häufig trotzdem durch neue Rahmenbauwerke aus Stahlbeton ersetzt [5]. Grund dafür ist ein teils schlechter Zustand aufgrund äußerer Schäden. Auch wenn sich aufgrund größerer Tonnagen mit höheren Achslasten, Fahrgastzahlen und dichter Zugtaktung die Anforderungen an die Bauwerke in den letzten Jahren verändert haben, ist es sinnvoll, den Gedanken des Weiterbaus beim Bestand der Gewölbe-

brücken als Alternative zum sonst üblichen Abbruch und Neubau aufzugreifen [6,7]. Aufgrund des hohen Anteils der Gewölbebrücken im Netz der DB gelingt ein maximaler Substanzerhalt zur Weiternutzung nur durch übergreifende Nachweis- und Sanierungskonzepte. So wird nicht nur Baukultur erhalten und Kosten reduziert, sondern auch ein Beitrag zum Klimaschutz geleistet.

Zur Ableitung standardisierter und zielgerichteter Nachrechnungs- und Sanierungskonzepte erfolgte im ersten Schritt eine Auswertung des erfassten Gewölbebrückenbestands. Im vorliegenden Beitrag wird beschrieben, wie basierend auf den verschiedenen Bauweisen, einer Vielzahl unterschiedlicher Gewölbeformen und Baustoffeigenschaften, geometrischen Parametern sowie auftretenden typischen Schäden eine Klassifizierung für Eisenbahngewölbebrücken erarbeitet wurde. Diese hat zum Ziel, Bauwerkstypen zu definieren, die den Großteil des Bestands beschreiben. Auf dieser weitestgehend statistisch gesicherten Grundlage können nun zweckmäßigere Nachrechnungs- und Bewertungsabläufe abgeleitet werden, die wiederum zu einer effizienteren Planung und Durchführung von Sanierungs- und Verstärkungskonzepten führen.

## 2 Geometrische Parameter

### 2.1 Grundlagen

Die Bauwerke verteilen sich auf die sieben Regionalbereiche (RB) der DB. Die meisten Gewölbebrücken befinden sich im RB Südost mit den Bundesländern Sachsen, Sachsen-Anhalt und Thüringen. Deshalb wurde dieser für die folgenden Betrachtungen ausgewählt. Eine erste Auswertung ergab, dass rd. 80 % der ca. 1000 Gewölbebrücken im RB Südost einbogige Bauwerke mit einer lichten Weite  $\leq 10\text{m}$  sind. Dazu zählt auch die Brücke Kornhain als älteste sich heute noch in Betrieb befindliche Eisenbahnüberführung der Deutschen Bahn aus dem Jahr 1838 [8]. Der prozentuale Anteil gilt auch für den Gesamtbestand von etwa 6000 Gewölbebrücken im DB-Netz [4]. Für diese Bauwerke wurden in den Jahren 2021–2023 geometrische Eigenschaften mittels vorhande-

ner Bestands- und Sanierungspläne ermittelt. Für etwa 10 % aller Gewölbebrücken waren jedoch keine Planunterlagen vorhanden.

Als Geometrieparameter wurden in der Auswertung

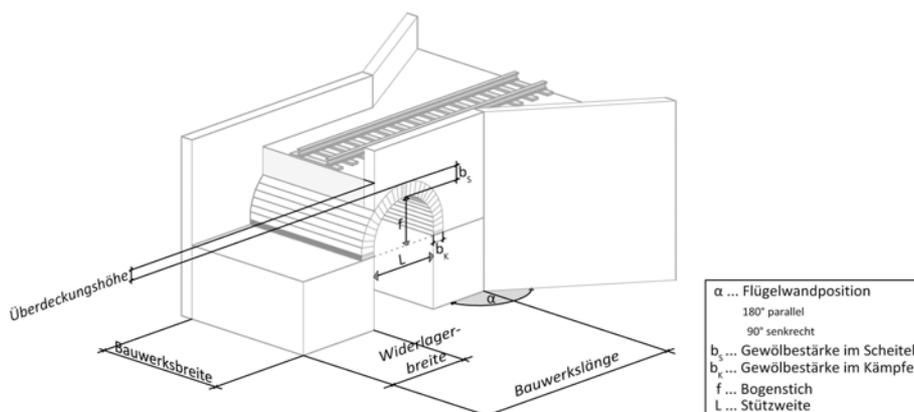
- Bogenform,
- Bauwerksbreite und -länge,
- maximale Stützweite und Bogenstich,
- Gewölbestärke in Scheitel und Kämpfer,
- Überdeckungshöhe,
- Position der Flügel und
- Widerlagerbreite

berücksichtigt (Bild 1). Aus den Parametern Bogenstich  $f$  und maximale Stützweite  $L$  kann das  $f/L$ - oder auch Pfeilverhältnis abgeleitet werden, welches eine Aussage über die Bogenform ermöglicht. Hierbei wird zwischen Kreis-, Segment-, Parabel-, Korb- und elliptischem Bogen unterschieden. Das Verhältnis  $f/L=0,5$  entspricht einem Kreisbogen. Je kleiner das Pfeilverhältnis ist, desto flacher ist der Bogen, je größer  $f/L$ , desto steiler. Eine Zuordnung der Bogenform über das  $f/L$ -Verhältnis ist allerdings nicht eindeutig möglich.

Mit den aufgeführten Parametern kann außerdem die Schlankheit des Bogens als Verhältnis der Gewölbestärke im Scheitel zur maximalen Stützweite bestimmt werden. Die Überdeckungshöhe ist der Abstand zwischen Gewölberücken und Schwellenunterkante. Die Position der Flügel wird als parallel, schräg bzw. senkrecht bezogen auf die Schienenachse definiert. Außerdem kann die relative Widerlagerbreite als Verhältnis der Widerlagerbreite zur maximalen Stützweite bestimmt werden.

### 2.2 Geometrische Abhängigkeiten

Basierend auf Abhängigkeiten zwischen den genannten geometrischen Parametern wurden wiederkehrende Bauwerkstypen identifiziert. Dafür war zuerst zu untersuchen, welche Parameter einen maßgebenden Einfluss auf die Geometrie einer Gewölbebrücke haben, und außerdem, wie sich andere Eigenschaften in Abhängigkeit von



**Bild 1** Geometrische Parameter für Gewölbebrücken mit einem Bogen  
Geometric parameters for arch bridges with one arch

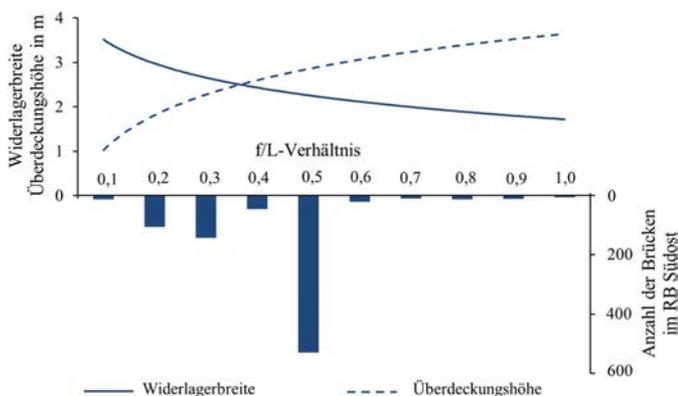
**Tab. 1** Einteilung der Gewölbebrücken in drei Bereiche von  $f/L$ -Verhältnissen  
Classification of arch bridges into three ranges of  $f/L$  ratio

$f/L$ -Verhältnis	$f/L \leq 0,27$	$0,27 < f/L \leq 0,45$	$f/L > 0,45$
Schematische Bogenbrückenform			
	sehr flach	mittel	steil
Anzahl Bauwerke im RB Südost	166 (18,4 %)	145 (16,1 %)	592 (65,5 %)

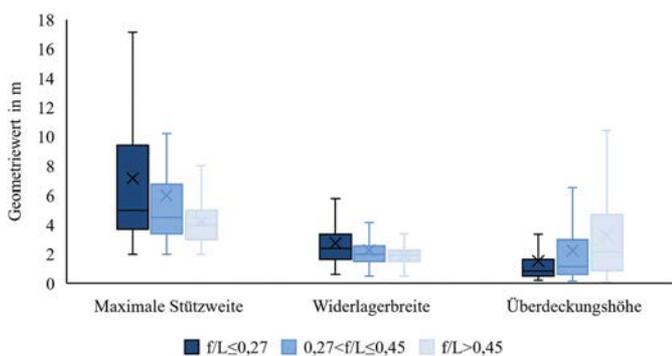
diesem Parameter definieren. Ein erster Entwurfsparameter für Brückenbauwerke ist stets die lichte Weite. Entscheidend für die Tragfähigkeit eines Bogens ist aber v. a. dessen Form, welche die Stützlinie im Gewölbe beeinflusst. Damit kann eine Aussage zur Bogenform getroffen werden, welche über die sich einstellende Stützlinie im Gewölbe bei verschiedenen Lastkombinationen den Lastabtrag in die Widerlager definiert [9].

In Bild 2 ist der Zusammenhang zwischen  $f/L$ -Verhältnis und geometrischen Eigenschaften, hier beispielhaft für die Widerlagerbreite und die Überdeckungshöhe, dargestellt. Dabei handelt es sich um Mittelwerte der jeweiligen Bauwerke mit passendem Pfeilverhältnis.

Es wird deutlich, dass Brücken mit einem geringeren Pfeilverhältnis eine geringere Überdeckungshöhe und dafür breitere Widerlager aufweisen. Dies ist wiederum auf



**Bild 2** Geometrische Abhängigkeiten zwischen  $f/L$ -Verhältnis, Widerlagerbreite und Überdeckungshöhe mit Verteilung der  $f/L$ -Verhältnisse  
Geometric dependencies between  $f/L$  ratio, abutment width and overlapping height with distribution of  $f/L$  ratios



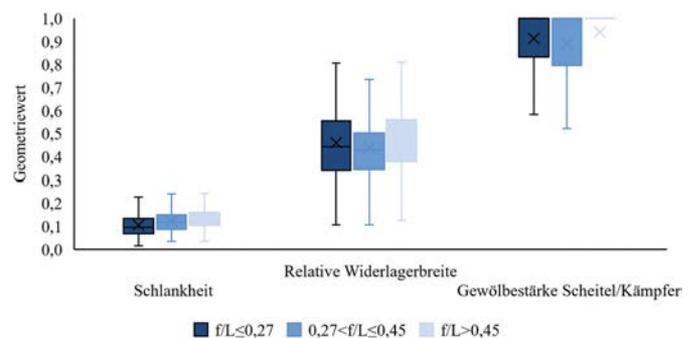
**Bild 3** Wertebereiche und Verteilung von maximaler Stützweite, Widerlagerbreite und Überdeckungshöhe in Abhängigkeit vom  $f/L$ -Verhältnis  
Value ranges and distribution of maximum span, abutment width and overlapping height as a function of  $f/L$  ratio

die Gewölbegeometrie und die sich einstellende Stützlinie zurückzuführen. Für Gewölbe mit einem geringen  $f/L$ -Verhältnis ist der Horizontalschub im Kämpferbereich deutlich größer als für kreisförmige Bögen. Das bedingt eine mächtigere Ausführung der Widerlager und zeigt außerdem die deutliche Abhängigkeit geometrischer Parameter vom  $f/L$ -Verhältnis.

In der nachfolgenden Auswertung wird analysiert, wie sich übrige geometrische Parameter in Abhängigkeit vom  $f/L$ -Verhältnis verteilen. Dazu werden drei Gruppen mit verschiedenen Bereichen der Pfeilverhältnisse unterteilt (Tab. 1).

Die meisten Bauwerke weisen ein  $f/L$ -Verhältnis  $> 0,45$  auf, da der Kreisbogen mit  $f/L = 0,5$  die häufigste Bauform darstellt (Bild 2). Die Grenzwerte wurden anhand der Mittelwerte der betrachteten Bauwerke im RB Südost festgelegt. Der Mittelwert aller  $f/L$ -Verhältnisse ergibt sich zu 0,45. Die Menge aller Gewölbebrücken mit kleinerem Pfeilverhältnis hat einen Mittelwert von 0,27. Die Bögen in den drei Gruppen werden als sehr flach, mittel oder steil charakterisiert.

In den Bildern 3, 4 werden verschiedene geometrische Parameter in Abhängigkeit vom  $f/L$ -Verhältnis dargestellt. Die Boxplots geben Aufschluss über den Wertebereich des jeweiligen Parameters und wie sich die Werte darin verteilen. Es können außerdem der Mittelwert (gekennzeichnet durch ein Kreuz), der Median (gekennzeichnet durch einen Strich) sowie die Quartilwerte entnommen werden. Zur Veranschaulichung soll als Beispiel die Verteilung der maximalen Stützweite der Bauwerke mit  $f/L > 0,45$  betrachtet werden. Die Stützweiten bewe-



**Bild 4** Wertebereiche und Verteilung von Schlantheit, relativer Widerlagerbreite und Gewölbestärke Scheitel zu Kämpfer in Abhängigkeit vom  $f/L$ -Verhältnis  
Value ranges and distribution of slenderness, relative abutment width and arch thickness crown to springing as a function of  $f/L$  ratio

**Tab. 2** Verteilung geometrischer Parameter und Festlegung von Grenzwerten in Abhängigkeit vom  $f/L$ -Verhältnis  
Distribution of geometric parameters and definition of limit values depending on the  $f/L$  ratio

Geometrischer Parameter		$f/L \leq 0,27$	$0,27 < f/L \leq 0,45$	$f/L > 0,45$
maximale Stützweite	[m]	2–14,13	2–11,86	2–6,67
relative Widerlagerbreite	[–]	0,19–0,74	0,24–0,64	0,27–0,69
Widerlagerbreite	[m]	0,8–4,7	0,5–4,0	1,05–2,8
Überdeckungshöhe	[m]	0–3,8	0–5,6	0–7,3
Schlankheit	[–]	0,04–0,17	0,05–0,19	0,07–0,20
Bogenstärke	[–]	veränderlich		konstant
Flügelposition	[–]	parallel, schräg, 90°		schräg, 90°

gen sich im Bereich zwischen 2,0m und 17,10m. 2,0m ist der kleinste Wert, ab dem es sich lt. Definition der DB um ein Brückenbauwerk handelt [10]. Bauwerke mit einer geringeren Stützweite werden als Durchlässe gelistet. Der Mittelwert der maximalen Stützweite für Bauwerke mit  $f/L > 0,45$  beträgt 4,25 m, der Median 4,0m. Das blaue Rechteck beschreibt den Wertebereich, in welchem sich 50 % der Daten befinden, also die Werte zwischen dem 1. und dem 3. Quartil. Für die betrachteten Bauwerke liegt dieser Bereich zwischen 3,0m und 5,0m. 25 % der Werte, die sich ober- und unterhalb der Box befinden, werden mittels Linien dargestellt. Ausreißer werden in dieser Auswertung nicht betrachtet.

Aus Bild 3 wird deutlich, dass die betrachteten absoluten geometrischen Eigenschaften sehr stark mit dem Pfeilverhältnis zusammenhängen. Sehr flache Gewölbebrücken haben meist eine größere Stützweite, breitere Widerlager sowie eine geringere Überdeckung im Vergleich zu Gewölben mit einem größeren  $f/L$ -Verhältnis. Gewölbebrücken mit Kreisbögen haben häufig kleinere Spannweiten und Widerlagerbreiten, dafür weisen sie eine größere Überdeckung auf.

In Bild 4 werden die relativen Parameter gegenübergestellt. Die Schlankheit ergibt sich aus der Gewölbestärke im Scheitel zur maximalen Stützweite und ist von flachen Gewölbebrücken häufig größer als für mittlere und steile Bauwerke.

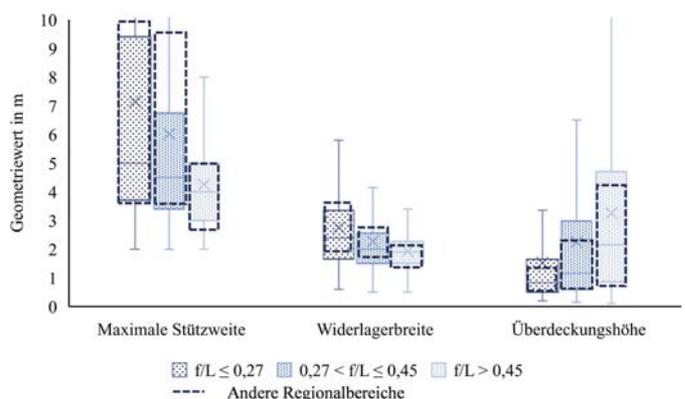
Die relative Widerlagerbreite bewegt sich für alle  $f/L$ -Verhältnisse in einem ähnlichen Bereich. Sie kann aus dem Verhältnis von Widerlagerbreite und maximaler Stützweite abgeleitet werden. Der Mittelwert beträgt für alle drei Gruppen etwa 0,45. Das Verhältnis aus Gewölbestärke im Scheitel zu derjenigen am Kämpfer ist ein Kennzeichen für die Konstanz der Bogendicke. Gewölbe mit  $f/L \leq 0,45$  weisen häufig eine veränderliche Bogenstärke auf. Gewölbebrücken mit Kreisbogenform hingegen besitzen i. d. R. eine konstante Bogenstärke über den gesamten Verlauf.

Um die Bauwerkstypen sinnvoll charakterisieren zu können, wurden aus der Menge der erfassten Daten je  $f/L$ -Gruppe und Geometriewert obere und untere Grenzen definiert. Zu diesem Zweck wurden Normalverteilungen

aufgestellt und 10%- und 90%-Quantile festgelegt. Daraus ergeben sich die in Tab. 2 dargestellten Grenzwerte.

Diese Auswertung zeigt, dass eine Klassifizierung von Gewölbebrücken anhand geometrischer Parameter durchaus möglich ist. Um diese Erkenntnis zu festigen, wurden nun stichprobenweise insgesamt 150 weitere Gewölbebrücken aus den übrigen Regionalbereichen der DB hinzugezogen und geometrisch erfasst. Es wurden die gleichen Parameter wie bei der vorangegangenen Auswertung berücksichtigt. Die Anteile der  $f/L$ -Gruppen am Gesamtbestand der Brücken ist für alle Regionalbereiche nahezu identisch. Sehr flache Bögen waren im RB Südost mit 18,4 % vertreten, in den übrigen RB mit 16,8 %. Bei den anderen beiden Gruppen liegen die Anteile bei 16,1 % bzw. 19,3 % (mittel) und bei 65,5 % bzw. 63,9 % (steil).

Aufgrund dieser Ähnlichkeit wurden alle weiteren geometrischen Eigenschaften der Gewölbebrücken analog zum bisherigen Vorgehen gegenübergestellt. Dies ist beispielhaft für die Geometrieparameter maximale Stützweite, Widerlagerbreite und Überdeckungshöhe in Bild 5 dargestellt. Gestrichelte Linien zeigen jeweils die Boxen für die Wertebereiche der anderen Regionen. Es wird deutlich, dass sich die geometrischen Eigenschaften in Abhängigkeit von den Pfeilverhältnissen kaum verändern. Lediglich die maximale Stützweite für mittlere  $f/L$ -Verhältnisse weicht für die Stichprobe aus den anderen Regionalbereichen vom RB Südost ab. Alle anderen Pa-



**Bild 5** Vergleich der Wertebereiche geometrischer Eigenschaften für RB Südost und andere Regionen  
Comparison of value range of geometric properties for region Southeast and other regions

parameter sind nahezu identisch, wodurch die geometrische Klassifizierung bestätigt werden kann.

Diese Klassifizierung ist ein erster Schritt zur Ableitung standardisierter Nachrechnungs- und Sanierungskonzepte und ermöglicht die Zusammenfassung ähnlicher Bauwerke. Allerdings sind nicht nur geometrische Parameter eines Bauwerks für eine weiterführende Betrachtung und eine Verlängerung der Nutzungsdauer durch zielgerichtete Sanierungen entscheidend, sondern auch dessen Zustand. Auf dieser Grundlage müssen auch typische Schadensbilder für die definierten geometrischen Gewölbeeigenschaften analysiert werden.

### 3 Schäden an Gewölbebrücken

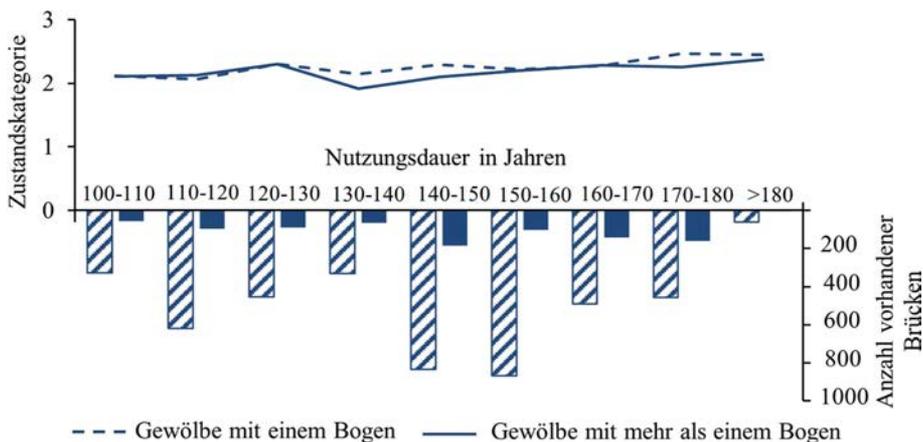
#### 3.1 Zustand

Der Zustand eines Brückenbauwerks im Netz der DB wird durch Inspektionen überwacht. Diese können nach Richtlinie 804.8001 [11] in vier Arten unterteilt werden: Überwachung, Untersuchung, Begutachtung sowie Sonderbegutachtung. Den Kern der Bauwerksinspektion bildet die Begutachtung, bei welcher im Abstand von sechs Jahren alle Bauwerksbestandteile auf Schäden und Mängel untersucht werden. Auf dieser Grundlage werden Zustandskategorien (ZK) 1–4 für alle Bauwerksteile sowie das gesamte Bauwerk festgelegt. ZK 1 deutet auf einen sehr guten Bauwerkszustand mit nur punktuellen Schäden hin und ZK 4 auf gravierende Schäden. Die etwa

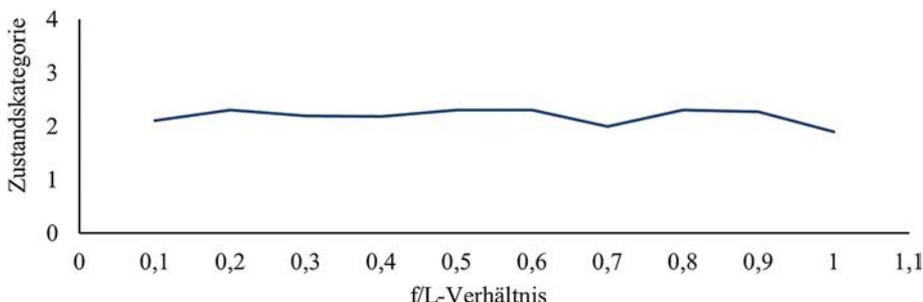
6000 Gewölbebrücken im Netz der DB weisen durchschnittlich eine ZK von 2,51 auf [4]. In Bild 6 ist die ZK für Gewölbe mit einem Bogen und Bogenreihen in Abhängigkeit von der Nutzungsdauer für alle Gewölbebrücken der DB dargestellt. Dabei handelt es sich um durchschnittliche Zustandskategorien der Bauwerke in den jeweiligen Bereichen.

Es wird deutlich, dass der Zustand der Bauwerke kaum von der Nutzungsdauer abhängig ist – und das, obwohl die Nutzungsdauer der Gewölbebrücken die der anderen Bauformen weit übersteigt. In einer ähnlichen Auswertung für Stahlbetonbrücken konnte eine deutliche Abhängigkeit des Zustands vom Bauwerksalter festgestellt werden [12, 13]. Dies betont zwar erneut die Dauerhaftigkeit und Anpassungsfähigkeit dieser Konstruktionsart, lässt allerdings keine Rückschlüsse auf Schadensmechanismen in Abhängigkeit von den geometrischen Parametern zu. Dies wird auch in Bild 7 deutlich. Dargestellt ist die durchschnittliche ZK für verschiedene  $f/L$ -Verhältnisse der Bauwerke im RB Südost.

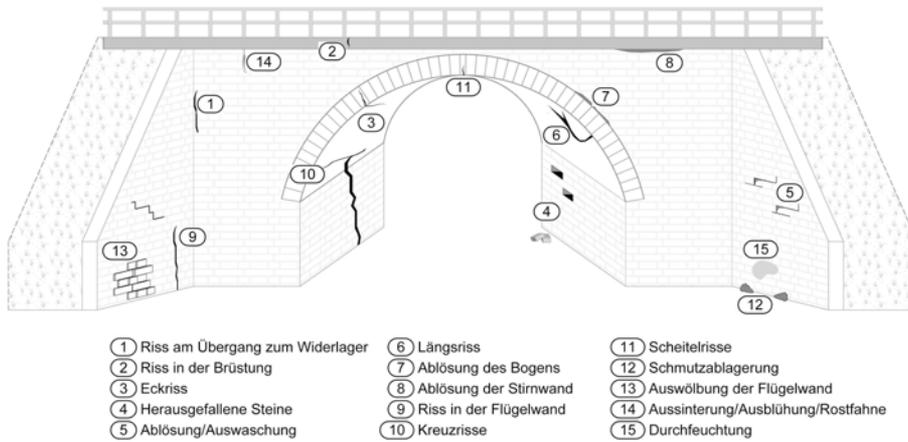
Es kann festgehalten werden, dass die ZK nicht von den geometrischen Eigenschaften eines Bauwerks abhängig ist und im Umkehrschluss, dass aus geometrischen Eigenschaften kein allgemeiner Zustand eines Bauwerks abgeleitet werden kann. Um dennoch anhand der Bauwerksgeometrie auf bestimmte Schadensmechanismen schließen zu können, ist eine detailliertere Auswertung der Schäden einzelner Bauwerke erforderlich.



**Bild 6** Zusammenhang zwischen Nutzungsdauer und Zustandskategorie für Gewölbe mit einem und mehr als einem Bogen  
Relationship between service life and condition category for bridges with one and more than one arch



**Bild 7** Zustandskategorie in Abhängigkeit vom  $f/L$ -Verhältnis  
Condition category depending on the  $f/L$  ratio



**Bild 8** Typische Schäden an Gewölbebrücken [7,14]  
Typical damages of arch bridges [7, 14]

### 3.2 Einzelbetrachtung

Zur Auswertung konkreter Schäden an Gewölbebrücken in Abhängigkeit von den geometrischen Eigenschaften wurden im ersten Schritt die vorhandenen Daten der DB ausgewertet. Diese umfassen die Art des Schadens sowie die betroffenen Bauteile [10]. Bild 8 zeigt im Überblick typische Schäden, die bei gemauerten Gewölbebrücken auftreten können. Bei der Auswertung fiel auf, dass die meisten Schäden an Gewölbebrücken auf defekte Abdichtungen und somit auf eindringende Feuchte zurückzuführen sind. Durch die erhöhte Feuchteinwirkung kommt es häufig zum Ausspülen des Verbundmaterials und in Kombination mit Einwirkungen aus dem Eisenbahnverkehr wird so die Rissbildung verstärkt.

Da eine defekte Abdichtung in den meisten Gewölberücken unabhängig von den geometrischen Eigenschaften auftritt, werden nun zusätzlich Schäden betrachtet, die aufgrund der lastabtragenden Wirkung im Gewölbe entstehen [14]. Dazu gehören:

- Rissbildung,
- Steinausbruch,
- Verformung, Verschiebung, Verkippung (VVV).

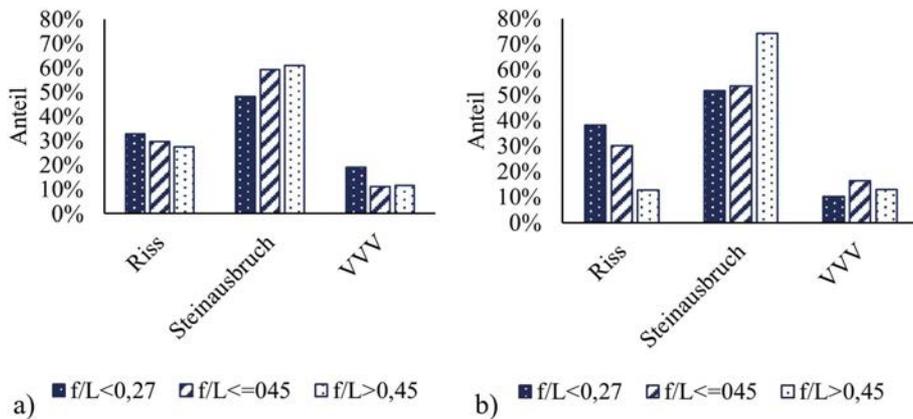
Diese Schadensarten werden im Gewölbebogen, im Widerlager und in Stirn- sowie Flügelwand betrachtet. Bild 9 zeigt an einem parabelförmigen Gewölbe aus dem Jahr 1888 sehr deutlich diese drei Hauptschadensarten. Dabei ist ein typischer Stirnringriss vertreten, welcher zwischen Stirnring und Gewölbe aufgrund vorhandener Steifigkeitsunterschiede entsteht. Durch erhöhte Feuchtigkeitseinwirkungen bzw. rückstauendes Sickerwasser infolge Versottung der Bodenschichten direkt an der Widerlagerrück- und Flügelrückwand entstehen Verformungen, die bis zum Steinverlust führen können. Dennoch ist dieses Gewölbetragwerk für eine Weiternutzung vorgesehen.

Im nächsten Schritt werden die o.g. Schadensarten für die jeweiligen Bauteile in Abhängigkeit von den drei  $f/L$ -Verhältnissen ausgewertet. Bild 10 stellt die Verteilung der Schäden in Abhängigkeit von den Pfeilverhältnissen für die Bauteile Widerlager (Bild 10a) und Gewölbe (Bild 10b) dar.

Für die Widerlager ist eine deutliche Abhängigkeit erkennbar. Je größer das  $f/L$ -Verhältnis, desto häufiger treten Steinausbrüche auf. Dafür nimmt der Anteil der Risse deutlich ab. Dieses Schadensbild ist mit der resultierenden Kraft aus dem Gewölbebogen zu erklären. Für sehr flache Bögen tritt eine große horizontale Kraftkom-



**Bild 9** Steiles Gewölbe mit den Schadensarten Riss, Steinausbruch und VVV [15]  
Steep arch with damage types crack, stone breakout and deformation [15]



**Bild 10** Verteilung auftretender Schäden in den Bauteilen Widerlager (a) und Gewölbe (b)  
Distribution of damages occurring in the abutment (a) and arch (b)

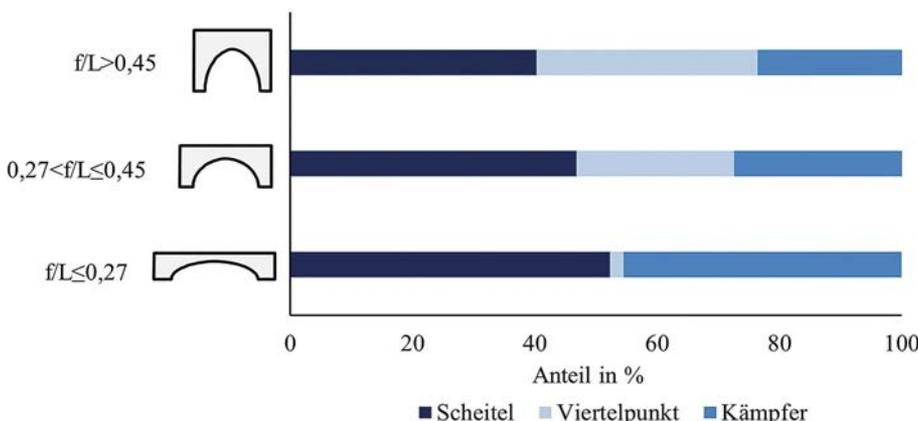
ponente am Kämpfer auf, bei Kreisgewölben ist diese deutlich geringer. VVV treten bei allen Bogenformen gleichermaßen auf.

Für die Schäden im Gewölbebogen zeigt sich hingegen ein anderes Bild. Die Auswertung deutet darauf hin, dass mit größerem  $f/L$ -Verhältnis Risse und VVV ab- und Steinausbrüche zunehmen. Allerdings lässt sich aus der Verteilung der Schäden kein aussagekräftiges Ergebnis ableiten. Der geringe Unterschied der Schäden je  $f/L$ -Verhältnis kann damit begründet werden, dass der genaue Ort des Schadens im Gewölbe aus den vorliegenden Daten der DB nicht hervorgeht. Gerade im Gewölbebogen spielt dieser aber, aufgrund verschiedener Stützlinien in Abhängigkeit von der Bogenform, eine große Rolle. Aus diesem Grund wurden nun 50 Begutachtungsprotokolle der DB für alle drei festgelegten Bereiche der  $f/L$ -Verhältnisse (Tab. 1) zufällig ausgewählt und die Schäden der Bauwerke lage- und bauteilspezifisch erfasst [10]. Die Orte der Schäden im Gewölbebogen werden unterschieden in Scheitel, Viertelpunkt und Kämpfer. Bild 11 stellt die Lage der Risse im Gewölbebogen für unterschiedliche  $f/L$ -Verhältnisse dar. Obwohl alle drei Gruppen der Pfeilverhältnisse etwa einen gleichen Anteil an Rissen im Gewölbe von ca. 30 % lt. Bild 10 aufweisen, ist deren Lage klar abhängig vom jeweiligen  $f/L$ -Verhältnis. Während bei sehr flachen Bauwerken v.a. Risse in Scheitel und Kämpfer auftreten, nehmen mit größerem

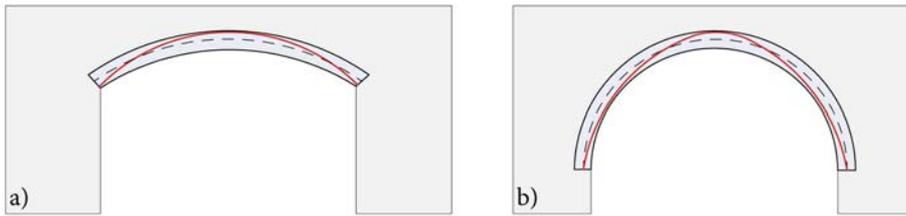
$f/L$ -Verhältnis die Risse im Bereich der Viertelpunkte zu, in Scheitel und Kämpfer ab.

Begründet werden können diese geometrisch abhängigen Schadensbilder mit der Stützlinie, welche die resultierenden Druckkräfte im Gewölbe abbildet. Je nach Form des Bogens und den Einwirkungen ergibt sich ein anderer Verlauf der Stützlinie und somit ein anderer Kräftefluss im Bogen [9]. In Bild 12 werden die Stützlinien im Gewölbe für sehr flache und kreisförmige Bogen unter Vollast als rote Linien dargestellt. Die gestrichelte Linie stellt den ideellen Stützlinienverlauf dar.

Da in Realität verschiedene und wechselnde Lastkombinationen auftreten, gibt es auch unterschiedliche Stützlinienverläufe im Gewölbe. Die Schäden im Bogen entstehen dann, wenn die Stützlinie die erste Kernweite, also das mittlere Drittel, verlässt und in den Randbereichen verläuft. Das Gewölbe reißt dann auf der gegenüberliegenden Seite auf und die Druckkräfte müssen über einen reduzierten Querschnitt übertragen werden. Für flache Gewölbe ist dies maßgebend in Scheitel und Kämpfer und für kreisförmige in Scheitel und Viertelpunkt. Dies ist ein erster Hinweis auf hohe Querschnittsbeanspruchung an definierten Orten in Abhängigkeit von der Gewölbeform. Bei weiterem Schadensfortschritt aufgrund von Laststeigerung, Frost-Tau-Wechsel oder Feuchteinwirkungen ohne Sanierungsmaßnahmen kann die Bil-



**Bild 11** Verteilung der Risse im Gewölbe in Abhängigkeit von der Pfeilhöhe  $f/L$   
Distribution of cracks in the arch as a function of  $f/L$  ratio



**Bild 12** Stützlinienverlauf für flache (a) und steile Gewölbepfeiler (b)  
Lines of thrust for flat (a) and steep arch bridges (b)

derung einer kinematischen Kette im Bogen erfolgen. Die Stützlinie verläuft dann über die verbleibende Druckzone im gerissenen Querschnitt. Die Bogensteifigkeit verringert sich durch die Rissbildung, sodass die Verformung zunimmt. Kommt es dann infolge des großen Horizontal-schubs am Kämpfer zu Auflagerverschiebungen, verringert sich die Tragfähigkeit des Bauwerks bis hin zum Bruch. Mit diesem Verständnis zu typischen Schadensbildern in Abhängigkeit von geometrischen Parametern wurde eine Klassifizierung der Gewölbebrücken im Netz der DB erfolgreich vorgenommen.

#### 4 Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge der geometrischen Kategorisierung wurden die Gewölbeformen entsprechend dem Pfeilverhältnis  $f/L$  in sehr flach ( $f/L \leq 0,27$ ), mittel ( $0,27 < f/L \leq 0,45$ ) und steil ( $f/L > 0,45$ ) eingeteilt. Anschließend wurde je Gruppe für typische Wertebereiche für die geometrischen Parameter Stützweite, Widerlagerbreite, Überdeckungshöhe, Schlankheit, Verlauf der Bogenstärke und Flügelposition eine Abhängigkeit identifiziert. Über Normalverteilungen konnte für jede der o.g. geometrischen Eigenschaften ein Wertebereich ermittelt werden, mit dem ein Großteil der untersuchten Gewölbe des Regionalbereichs Südost der DB abgebildet wird. Ein Abgleich mit einer

entsprechenden Stichprobenmenge aus den sechs anderen Regionalbereichen zeigte eine sehr gute Übereinstimmung zu den allgemein formulierten Wertebereichen.

Als Voraussetzung für die Erstellung eines ganzheitlichen Sanierungs- und Weiternutzungskonzepts wurden anschließend typische Schadensarten in Abhängigkeit von der jeweiligen Gewölbeform betrachtet. Entscheidend sind Schäden, die aufgrund der lastabtragenden Wirkung im Gewölbe entstehen. Risse, Steinausbrüche, Verformungen, Verschiebungen und Verkippungen sind elementare Arten, die sich auf den Gewölbebogen sowie die Widerlager-, Stirn- und Flügelwandbereiche negativ auswirken können. Es konnten teils klare Abhängigkeiten zwischen verschiedenen Bauteilen bzw. Bauteilbereichen und Schadensarten in Abhängigkeit von der geometrischen Gewölbeform ermittelt werden.

Mit diesen Erkenntnissen der Schadensanalyse je geometrischer Gewölbeeigenschaft können jetzt im ersten Schritt sowohl softwaregestützte Analysen als auch diagnostische Untersuchungen in den o.g. neuralgischen Punkten der Gewölbe überprüft werden, um dann in einem zweiten Schritt Sanierungsmaßnahmen abzuleiten. Somit ist mit großer Wahrscheinlichkeit die Weiternutzung für die nächsten 50 Jahre im Netz der Deutschen Bahn sichergestellt.

#### Literatur

- [1] Veihelmann, K. (2016) *Gewölbte Brücken des 19. Jahrhunderts: Vom Mauerwerk zum Stampfbeton* [Dissertation]. Universität der Bundeswehr. <https://athene-forschung.unibw.de/doc/113669/113669.pdf>
- [2] Köpcke, C. (1889) *Über Steinbauten unter Eisenbahngleisen*. Der Civilingenieur, S. 269–280.
- [3] Marx, S. (2009) *Die Spezifik der Eisenbahnbrücken* in: Mehdorn, H.; Schwinn, K. H. [Hrsg.] *Eisenbahnbrücken – Ingenieurbautechnik und Baukultur*. Hamburg: DVV Mediagroup, S. 51–58.
- [4] DB Netz AG (2023) *Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung – Infrastrukturzustands- und -entwicklungsbericht 2022*. Frankfurt a. M.: DB Netz AG.
- [5] Schacht, G. et al. (2018) *Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Bauwerksgeschichte, Zustandsentwicklung und Monitoring* in: Jäger, W. [Hrsg.] *Mauerwerk-Kalender 2018*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 75–92.
- [6] DB Netz AG et al. (2020) *Arbeitshilfe zum Umgang mit historischen Eisenbahnbrücken*. Frankfurt a. M.: DB Netz AG.
- [7] Jäger, W. [Hrsg.] (2018) *Mauerwerk-Kalender 2018*. Berlin: Ernst & Sohn.
- [8] Monka, J.; Schacht, G.; Marx, S. (2022) *Eisenbahngewölbebrücken in Sachsen* in: Schermer, D.; Brehm, E. [Hrsg.] *Mauerwerk-Kalender 2022*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 443–462.
- [9] Kurrer, K.-E. (2016) *Geschichte der Baustatik – Auf der Suche nach dem Gleichgewicht*. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- [10] DB InfraGO AG (2023) *IZ Plan, SAP R3 Daten*. Stuttgart: DB InfraGO AG.
- [11] Deutsche Bahn AG [Hrsg.] (2020) *RIL 804.800x – Inspektion von Ingenieurbauwerken*. Karlsruhe: DB Services Technische Dienste.
- [12] Naraniecki, H.; Marx, S. (2019) *Zustandsentwicklung und -prognose von Eisenbahnbrücken*. Hannover: Institutionelles Repository der Leibniz Universität Hannover.
- [13] Bartels, J.-H.; Naraniecki, H.; Marx, S. (2022) *Schadenspriorisierungsanalyse bei Eisenbahnbrücken – Priorisierung von Brückenschäden bei der Deutschen Bahn nach dem Prinzip der FMEA*. Bautechnik 99, H. 11, S. 825–834. <https://doi.org/10.1002/bate.202100119>
- [14] Pelka, C. (2022) *Sanierung von Gewölbebrücken* in: Curbach, M. et al. [Hrsg.] *61. Forschungskolloquium mit 9. Jahrestagung*

*des DAfStb* [Tagungsband]. Dresden, 26./27. Sept. 2022. TU Dresden, S. 39–44.

[15] Pelka, C.; Marx, S. (2022) *Through constructions on arched bridges* in: IABSE [eds.] *Challenges for Existing and Onco-*

*ming Structures* [Proceedings]. IABSE Symposium, Prague, May 25–27, 2022. New York: Curran Associates, pp. 1100–1107.

**Autor:innen**

Dipl.-Ing. Jenny Keßler (Korrespondenzautor:in)  
jenny.kessler@tu-dresden.de  
Technische Universität Dresden  
Institut für Massivbau  
August-Bebel-Straße 30/30a  
01219 Dresden

Conrad Pelka, M.Sc.  
conrad.pelka@tu-dresden.de  
Technische Universität Dresden  
Institut für Massivbau  
August-Bebel-Straße 30/30a  
01219 Dresden

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx  
steffen.marx1@tu-dresden.de  
Technische Universität Dresden  
Institut für Massivbau  
August-Bebel-Straße 30/30a  
01219 Dresden

**Zitieren Sie diesen Beitrag**

Keßler, J.; Pelka, C.; Marx, S. (2024) *Klassifizierung der Gewölbebrücken im Netz der Deutschen Bahn*. *Bautechnik* 101, H. 7, S. 388–396.  
<https://doi.org/10.1002/bate.202300103>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet.  
Eingereicht: 24. Oktober 2023; angenommen: 15. Februar 2024.



## **Das Jobportal für das Bauingenieurwesen**

Ein Stellenmarkt mit relevanten Beiträgen, spannenden Interviews und Diskussionen im Forum – dies alles bietet bauingenieur24 an.

**bauingenieur24.de**

**QR-Code scannen  
und Newsletter abonnieren**

News – Seminare – Interviews



**Editor-in-Chief: Prof. Dr. Matthias Flora**

**Editorial Board:** Prof. Dr. Oliver Fischer,  
Prof. Dr. Thomas Marcher, Prof. Dr. Panos Spyridis,  
Prof. Onur Behzat Tokdemir, Prof. Xiangyu Wang, Ph.D.

# Civil Engineering Design

**Holistic digital design, construction and maintenance of infrastructures**

- Online only, hybrid open-access journal
- 4 issues per year
- Manuscript submission via ScholarOne
- Peer-reviewed

## Call for Papers

### Topics 2024

**BIM/TIM and Digital Twins** – We invite contributions and advancements in the realm of current/innovative solutions, digital tools, and methods within Tunnel Information Modelling (TIM), Building Information Modelling (BIM), and Digital Twins for infrastructure construction.

**Digital Advances in Infrastructure Management** – We welcome contributions showcasing innovative solutions, advanced digital tools, and methodologies revolutionizing the management of infrastructure.

**Digital Solutions in Tunnelling** – We invite submissions that explore digital innovations transforming the tunnelling industry. This includes breakthrough technologies, digital modelling, automation strategies, and data-driven decision making processes that are redefining efficiency, safety, and sustainability in tunnel construction and maintenance.



### SUBMIT YOUR PAPER

[mc.manuscriptcentral.com/cend](https://mc.manuscriptcentral.com/cend)

Editor: Dipl.-Ing. Hannah Salzgeber

Managing Editors:

Dr.-Ing. Dirk Jesse

Dr.-Ing. Helmut Richter



# Zur Berechnung von Trägern mit nachgiebigem Verbund

Zur Behandlung von Trägern, die aus beliebig vielen Einzelteilen mit abschnittsweise konstanten Querschnitten und nachgiebigen Verbindungsmitteln bestehen, werden die erforderlichen linearen Differenzialgleichungen erster und zweiter Ordnung hergeleitet und fundamental gelöst. Dies ermöglicht die Ermittlung sämtlicher Zustandsgrößen der Träger für beliebige Lagerungen und Belastungen.

**Stichworte** Verbundbau; Verbundträger; nachgiebiger Verbund; Sandwichbauweise; Holzbau

## The analysis of composite beams with flexible connections

For the behaviour of beams, whose cross sections are composed of constant partial sections and flexible connections, a system of first and second order linear differential equations is derived and solved. This enables the computation of the deformations and internal forces for believable supports and loads.

**Keywords** composite construction; composite beam; flexible connection; sandwich construction; timber construction

## 1 Einleitung

Der Spannungs- und Verformungszustand von Trägern, die aus mehreren Einzelteilen zusammengesetzt sind, wird wesentlich durch die Eigenschaften der Einzelteile sowie die verwendeten Verbindungsmittel bestimmt. Deswegen war dies früh Gegenstand von Untersuchungen. Aus dem Bereich des Holzbaus seien hierzu die Arbeiten [1–9] genannt, die auch weitere Literaturangaben enthalten.

Beim Studium der genannten Arbeiten ist schnell festzustellen, dass sie auf Annahmen beruhen, die ihrer Anwendung Grenzen setzen. Als Beispiele hierfür seien die Annahme affiner Biegelinien, die Vernachlässigung der Schubverformung, die Beschreibung der Belastung durch trigonometrische Reihen, eine beschränkte Anzahl an Querschnittsteilen sowie die Beschränkung auf bestimmte statische Systeme bzw. Lagerungsbedingungen genannt.

Eine Ausnahme hiervon bilden die Arbeiten von Kneidl [10, 11], welche auf die Annahme affiner Biegelinien verzichten, den Einfluss der Schubverformungen berücksichtigen und beliebige Veränderungen der Steifigkeiten entlang der Stabachsen zulassen. Das zugehörige lineare Differenzialgleichungssystem erster Ordnung wird dabei mithilfe eines Einschrittverfahrens numerisch integriert. Wie in [11] gezeigt wird, lassen sich damit auch nichtlineare Scheibenprobleme lösen. Aufgrund der zwischen den einzelnen Querschnittsteilen vorhandenen elastischen Bettungen können allerdings numerische Instabilitäten auftreten, zu deren Bewältigung [11] pragmatische Hinweise gibt. Allerdings fehlt es immer noch an einem Rechenverfahren, das den praktischen Anwender von den in [10, 11] angesprochenen Unsicherheiten von Numerik und Normung befreit.

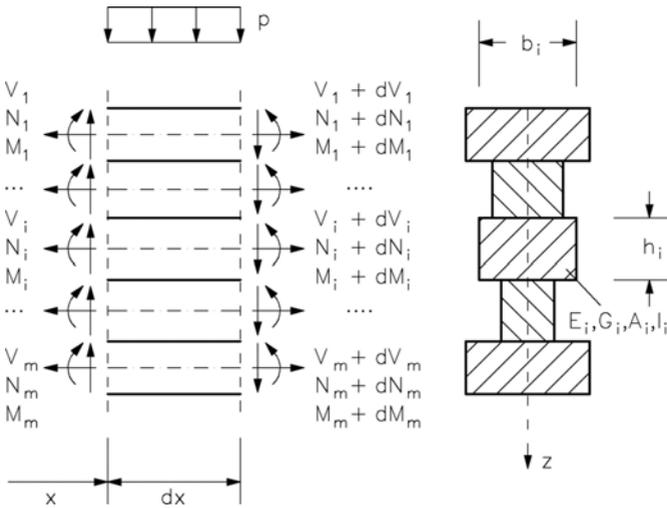
Der vorliegende Beitrag beschreibt, wie sich die fundamentale Lösung der maßgeblichen linearen Differenzialgleichungssysteme erster und zweiter Ordnung für den Fall abschnittsweise konstanter Steifigkeiten analytisch gewinnen lässt, löst damit das Problem numerischer Instabilitäten und erleichtert das Verständnis des Lösungsverhaltens. Wie sich zeigen wird, ist dabei die Singulärwertzerlegung von Matrizen [12] von besonderer Bedeutung, deren historische Entwicklung in [13] geschildert wird. Als in dieser Hinsicht wesentliche Beiträge zur numerischen Analysis sind die Arbeiten von Golub [14, 15] zu nennen.

## 2 Grundgleichungen

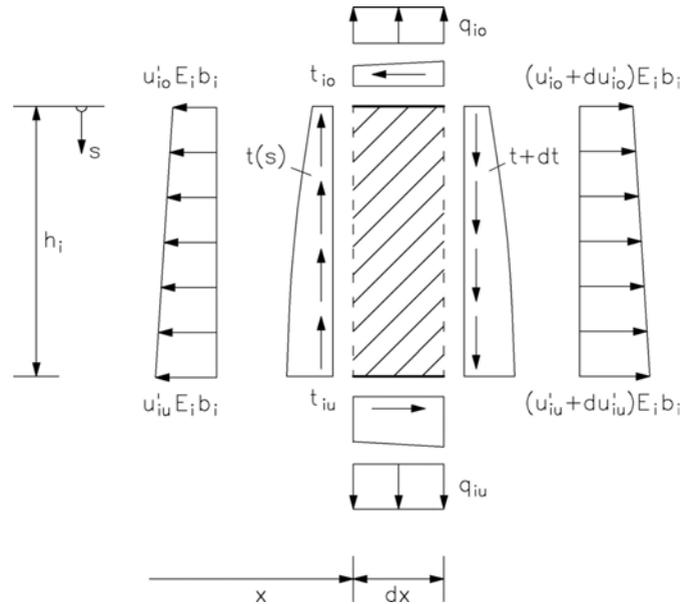
### 2.1 Lineare DGL-Systeme

Wie aus Bild 1 hervorgeht, wird ein aus  $m$  einfach symmetrischen Teilquerschnitten bestehender Verbundquerschnitt betrachtet. Es wird davon ausgegangen, dass die Abmessungen der Teilquerschnitte ebenso wie die Elastizitäts- und Schubmodule ( $E_i$  bzw.  $G_i$ ) und die im Bereich der Fugen vorhandenen Längs- und Querbettungen ( $c_{p,i}$  bzw.  $c_{s,i}$ ) entlang der Stabachse  $x$  konstant sind. Einflüsse nach Theorie II. Ordnung sowie die Querdehnung werden außer Acht gelassen. Konkrete Hinweise zur praktischen Ermittlung der Bettungsziffern finden sich z. B. in [10, 11].

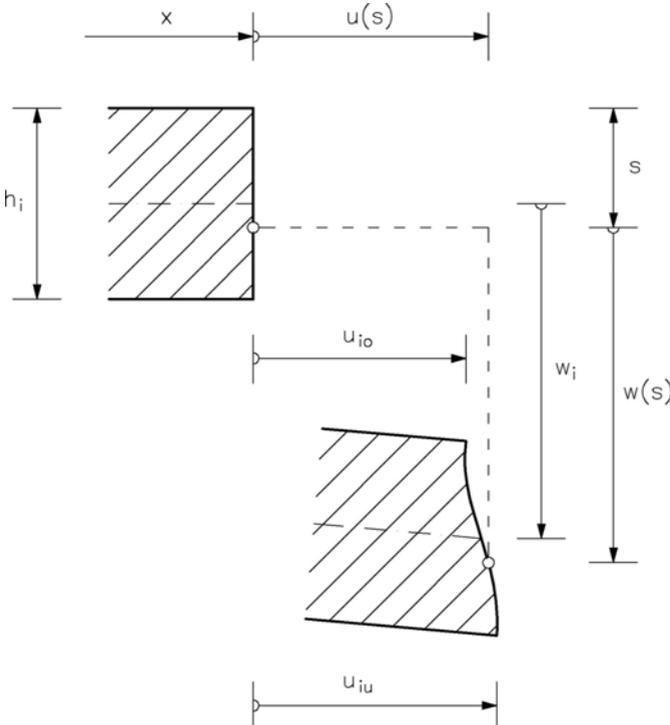
Als unbekannte Verformungsgrößen des  $i$ -ten Teilquerschnitts werden entsprechend Bild 2 die Querverschiebung seiner Stabachse  $w_i$  sowie die an seinem oberen und unteren Rand auftretenden Längsverschiebungen  $u_{i0}$  bzw.  $u_{iu}$  angesetzt. Außerdem wird davon ausgegangen, dass die Neigungen von Längsfasern und Schwerach-



**Bild 1** *m*-teiliger Verbundquerschnitt  
Composite cross section made of *m* parts



**Bild 3** Schnittgrößen des infinitesimalen Trägerteils *i*  
Internal forces of the infinitesimal beam part *i*



**Bild 2** Verformungen des Trägerteils *i*  
Deformations of the beam part *i*

$$t_i(s) = G_i b_i \gamma = G_i b_i \left( \frac{\partial w_i}{\partial x} + \frac{\partial u_i}{\partial s} \right) \quad (3)$$

Die Normalkraft  $N_i$ , die Querkraft  $V_i$  und das Biegemoment  $M_i$  des Teilquerschnitts  $i$  erhält man durch Bildung der entsprechenden Resultierenden bzw. Integration der aus Bild 3 ersichtlichen, auf die Querschnittsfläche einwirkenden Schnittgrößen (Gln. (4)–(6)):

$$N_i = 0,5 \cdot E_i A_i (u'_{iu} + u'_{io}) \quad (4)$$

$$V_i = G_i A_i \left[ w'_i + \frac{(u_{iu} - u_{io})}{h_i} \right] \quad (5)$$

$$M_i = \frac{E_i I_i (u'_{iu} - u'_{io})}{h_i} \quad (6)$$

Die Gleichgewichtsbedingungen am infinitesimalen Stabelement von Bild 3 liefern außerdem die bekannten Differenzialgleichungsbeziehungen des Gleichgewichts (Gln. (7)–(9)):

se des jeweiligen Querschnittsteils auch im verformten Zustand übereinstimmen (Gl. (1)):

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\partial w_i}{\partial x} \quad (1)$$

$$N'_i = t_{io} - t_{iu} \quad (7)$$

$$V'_i = q_{io} - q_{iu} \quad (8)$$

$$M'_i = V_i - 0,5 \cdot (t_{io} + t_{iu}) h_i \quad (9)$$

Die Längsdehnungen der einzelnen Teilquerschnitte werden entsprechend Bild 3 über deren Höhe linear veränderlich angenommen (Gl. (2)):

$$u'_i(s) = u'_{io} + (u'_{iu} - u'_{io}) \frac{s}{h_i} \quad (2)$$

Die in den Fugen zwischen den Teilquerschnitten wirkenden Bettungskräfte ergeben sich zu (Gln. (10), (11)):

$$q_{iu} = q_{(i+1)o} = c_{si} (w_{(i+1)} - w_i) \quad (10)$$

$$t_{iu} = t_{(i+1)o} = c_{pi} (u_{(i+1)o} - u_{iu}) \quad (11)$$

Der im gleichen Bild zu sehende Schubflussverlauf ergibt sich unter Verwendung von Gl. (1) zu (Gl. (3)):

Indem man die o. g. unbekanntenen Verformungsgrößen zum Vektor  $\mathbf{w}$  (Gl. (12)) zusammenfasst, die Ableitungsstufen erster sowie zweiter Ordnung dieses Vektors bildet und alle davon abhängigen Größen dadurch aus den Gln. (4)–(12) eliminiert, dass man sie durch die unbekanntenen Verformungsgrößen ausdrückt, erhält man das lineare Differenzialgleichungssystem zweiter Ordnung (Gl. (13)).

$$\mathbf{w} = (u_{1o}, u_{1u}, w_1, \dots, u_{io}, u_{iu}, w_i, \dots)^T \quad (12)$$

$$\mathbf{A}\mathbf{w}'' + \mathbf{B}\mathbf{w}' + \mathbf{C}\mathbf{w} = \mathbf{q} \quad (13)$$

Die rechte Seite dieses Gleichungssystems wird ausschließlich durch äußere Linienlasten bestimmt, die naturgemäß vom Vektor der unbekanntenen Verformungsgrößen unabhängig sind. Da dies den weiteren Lösungsweg nicht wesentlich beeinflusst, den Rechengang aber vereinfacht, wird nachfolgend nur der Fall konstanter Linienlasten behandelt.

Außerdem wird das DGL-System zweiter Ordnung in das folgende DGL-System erster Ordnung (Gl. (14)) umgeformt:

$$\mathbf{z}' = \mathbf{D}\mathbf{z} + \hat{\mathbf{q}} \quad (14)$$

mit (Gl. (15)):

$$\mathbf{z} = \begin{pmatrix} \mathbf{w}' \\ \mathbf{w} \end{pmatrix}, \mathbf{D} = \begin{bmatrix} -\mathbf{A}^{-1}\mathbf{B} & -\mathbf{A}^{-1}\mathbf{C} \\ \mathbf{E} & \mathbf{0} \end{bmatrix}, \quad (15)$$

$$\hat{\mathbf{q}} = \begin{pmatrix} \mathbf{A}^{-1}\mathbf{q} \\ \mathbf{0} \end{pmatrix}$$

Wie bei derartigen Systemen üblich, besteht die zugehörige Lösung aus einem homogenen und einem partikulären Anteil (Gl. (16)):

$$\mathbf{w} = \mathbf{w}_H + \mathbf{w}_P \quad (16)$$

## 2.2 Partikuläre Lösung des DGL-Systems

Die Ermittlung der partikulären Lösung gelingt im vorliegenden Fall über einen Ansatz, dessen Typ der rechten Seite des DGL-Systems (Gl. (13)) entspricht, also einem Polynom. Das Wissen, dass es sich bei den homogenen Lösungen der DGL des Biegebalkens um Polynome dritten Grads handelt, führt zu dem Schluss, dass es sich bei der gesuchten Lösung um ein Polynom vierter Ordnung handeln muss, und somit zum Ansatz (Gl. (17)):

$$\mathbf{w}_P = \mathbf{p}_4 x^4 + \mathbf{p}_3 x^3 + \mathbf{p}_2 x^2 + \mathbf{p}_1 x + \mathbf{p}_0 \quad (17)$$

Dessen Koeffizientenvektoren können zu einem einzigen Vektor zusammengefasst werden (Gl. (18)):

$$\bar{\mathbf{p}} = (\mathbf{p}_4, \mathbf{p}_3, \mathbf{p}_2, \mathbf{p}_1, \mathbf{p}_0)^T \quad (18)$$

Indem man diesen Ansatz in Gl. (13) einsetzt und für die unterschiedlichen Potenzen von  $x$  einen Koeffizientenvergleich durchführt, gelangt man zum Gleichungssystem (Gl. (19)):

$$\mathbf{F}\bar{\mathbf{p}} = \bar{\mathbf{q}} \quad (19)$$

Die Tatsache, dass der Ansatz Gl. (17) auch Polynome dritter sowie niedrigerer Ordnung und somit Lösungen des homogenen DGL-Systems enthält, bringt es allerdings mit sich, dass die Matrix  $\mathbf{F}$  singulär ist. Deswegen ist es notwendig, den Wertebereich von  $\bar{\mathbf{p}}$  zu beschränken. Dies gelingt über eine immer mögliche singuläre Entwicklung der  $(n \times n)$  Matrix  $\mathbf{F}$ , die es erlaubt, diese in eine Diagonalmatrix  $\mathbf{S}$  umzuformen (Gln. (20), (21)).

$$\mathbf{U}^T \mathbf{F} \bar{\mathbf{V}} = \mathbf{S} \quad (20)$$

$$\mathbf{S} = \text{Diag}(\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_r, 0, \dots, 0) \quad (21)$$

Die Singularität bzw. der Rangabfall von  $\mathbf{F}$  zeigt sich darin, dass die letzten  $(n-r)$  Diagonalglieder von  $\mathbf{S}$  gleich null sind. Das wesentliche Ergebnis der singulären Zerlegung sind allerdings die Matrizen  $\mathbf{U}$  und  $\bar{\mathbf{V}}$ . Die letzten  $(n-r)$  Spaltenvektoren von  $\bar{\mathbf{V}}$  spannen nämlich den Unterraum des Originalraums auf, der durch die lineare Abbildung Gl. (19) auf den Nullvektor abgebildet wird und deswegen Nullraum oder Kern der Matrix genannt wird. Die oben angesprochene Beschränkung des Wertebereichs von  $\bar{\mathbf{p}}$  lässt sich also bewerkstelligen, indem man ihn auf die ersten  $r$  Spaltenvektoren von  $\bar{\mathbf{V}}$  beschränkt bzw. schreibt (Gln. (22), (23)):

$$\hat{\mathbf{V}} = [\hat{\mathbf{v}}_1, \dots, \hat{\mathbf{v}}_r] \quad (22)$$

$$\bar{\mathbf{p}} = \hat{\mathbf{V}} \hat{\mathbf{p}} \quad (23)$$

Da die letzten  $(n-r)$  Zeilen des Gleichungssystems Gl. (19) null werden, wenn man das Gleichungssystem von links her mit der Transponierten der Matrix  $\mathbf{U}$  multipliziert, ergibt sich das zur Bestimmung von  $\bar{\mathbf{p}}$  erforderliche reguläre Gleichungssystem, indem man die letzten  $(n-r)$  Zeilen des folgenden Gleichungssystems (Gl. (24)) außer Acht lässt:

$$\mathbf{U}^T \mathbf{F} \hat{\mathbf{V}} \hat{\mathbf{p}} = \mathbf{U}^T \bar{\mathbf{q}} \quad (24)$$

Aufgrund der Gln. (23), (18), (17) liegt damit die partikuläre Lösung des DGL-Systems fest.

## 2.3 Homogene Lösung des DGL-Systems

Den Ausgangspunkt zur Ermittlung der homogenen Lösung linearer DGL-Systeme bilden i. d. R. DGL-Systeme erster Ordnung wie Gl. (14) sowie ein dazu passender Exponentialansatz (Gl. (25)):

$$\mathbf{z} = \bar{\mathbf{y}} e^{\lambda x} \text{ mit } \bar{\mathbf{y}} = \begin{pmatrix} \mathbf{y}' \\ \mathbf{y} \end{pmatrix} \quad (25)$$

Setzt man diesen in Gl. (14) ein, ergibt sich folgendes Eigenwertproblem der Matrix  $\mathbf{D}$  (Gl. (26)):

$$\mathbf{D} \bar{\mathbf{y}} = \lambda \bar{\mathbf{y}} \quad (26)$$

Hierzu treten neben dem mehrfachen Eigenwert null auch reelle und komplexe Eigenwerte auf. Die bereits in Gl. (17) angesprochene homogene Lösung des DGL-Systems setzt sich somit aus drei Anteilen mit unterschiedlichem Verhalten zusammen (Gl. (27)):

$$\mathbf{w}_H = \mathbf{w}_0 + \mathbf{w}_R + \mathbf{w}_C \quad (27)$$

Diese werden nachfolgend getrennt voneinander behandelt.

### 2.3.1 Lösungsanteil des sechsfachen Eigenwerts null

Bei der konkreten Ermittlung der Eigenwerte und Eigenvektoren der Matrix  $\mathbf{D}$  macht man rasch die Erfahrung, dass der Eigenwert null immer sechsfach auftritt, es dazu aber nur zwei linear unabhängige Eigenvektoren gibt, d. h., die gefundene Lösung unvollständig ist. Deswegen wäre es notwendig, die Lösung durch Ermittlung der Hauptvektorketten [16] zum Eigenwert null zu ergänzen. Dies lässt sich allerdings vermeiden, wenn man sich daran erinnert, dass es sich bei Lösungen von homogenen Differentialgleichungen zum Eigenwert null immer um Polynome handelt und solche bei der Ermittlung der partiellen Lösung des DGL-Systems gefunden wurden. Die zum Nullraum oder Kern der Matrix  $\mathbf{F}$  gehörenden Spaltenvektoren der Matrix  $\bar{\mathbf{V}}$  spannen den aus Polynomen bestehenden Unterraum des homogenen DGL-Systems auf, der in allen Fällen die Dimension sechs hat.

Um den zugehörigen Lösungsanteil anschreiben zu können, ist es notwendig, die Spaltenvektoren der Matrix  $\bar{\mathbf{V}}$  entsprechend Gl. (18) in Untervektoren aufzuteilen (Gl. (28)):

$$\bar{\mathbf{v}}_i = (\mathbf{v}_{4i}, \mathbf{v}_{3i}, \mathbf{v}_{2i}, \mathbf{v}_{1i}, \mathbf{v}_{0i})^T \quad (28)$$

Die Tatsache, dass die zum Kern der Matrix  $\mathbf{F}$  gehörenden Untervektoren Teil der homogenen Lösung sein müssen, kann zur Rechenkontrolle verwendet werden. Es muss Gl. (29) gelten:

$$\mathbf{v}_{4(r+i)} = 0 \quad (29)$$

Der zum Eigenwert null gehörende Lösungsanteil ergibt sich somit zu (Gl. (30)):

$$\mathbf{w}_0 = \sum_{i=1}^6 C_i \left( \mathbf{v}_{3(r+i)} x^3 + \mathbf{v}_{2(r+i)} x^2 + \mathbf{v}_{1(r+i)} x + \mathbf{v}_{0(r+i)} \right) \quad (30)$$

Die Tatsache, dass dieser Teil der Lösung immer aus sechs voneinander unabhängigen Teilen besteht, wird durch folgende Überlegung bestätigt: Die Lösung der homogenen DGL des Biegestabs ist ein Polynom dritten Grads, besteht also inkl. des konstanten Glieds aus vier voneinander unabhängigen Anteilen. Für den Zug- bzw. Druckstab führt die analoge Überlegung zu zwei voneinander unabhängigen Anteilen. Zusammen ergibt dies sechs homogene Lösungsanteile.

Dies bestätigt sich bei der oben angesprochenen Ermittlung von Hauptvektorketten. Es gibt eine Hauptvektorkette der Kettenlänge vier, welche die Verformungen eines entlang seiner Länge unbelasteten Biegestabs beschreibt, und eine zweite der Kettenlänge zwei, welche das Entsprechende für den entlang seiner Länge unbelasteten Zug- bzw. Druckstab leistet.

### 2.3.2 Lösungsanteil der reellen Eigenwerte

Die zu den reellen Eigenwerten einer reellen Matrix gehörenden Eigenvektoren sind ebenfalls reell. Damit ergibt sich der zugehörige Anteil der gesuchten Lösung gemäß Gl. (25) zu (Gl. (31)):

$$\mathbf{w}_R = \sum_{i=1}^{nr} C_{6+i} \mathbf{y}_i e^{\lambda_i x} \quad (31)$$

Die Summation erfolgt dabei über die Anzahl  $nr$  der reellen Eigenwerte und zugehörigen Eigenvektoren.

### 2.3.3 Lösungsanteil der komplexen Eigenwerte

Die komplexen Eigenwerte einer reellen Matrix treten ebenso wie die zugehörigen Eigenvektoren als konjugiert komplexe Paare auf. Es gilt also Gl. (32):

$$\begin{aligned} \lambda_{2i} &= \alpha_{2i} + i\beta_{2i} \rightarrow \lambda_{2i-1} = \alpha_{2i} - i\beta_{2i} \\ \mathbf{y}_{2i} &= \mathbf{u}_{2i} + i\mathbf{v}_{2i} \rightarrow \mathbf{y}_{2i-1} = \mathbf{u}_{2i} - i\mathbf{v}_{2i} \end{aligned} \quad (32)$$

Da die endgültige Lösung reell sein muss, sind die zu den zugehörigen Lösungen des Exponentialansatzes Gl. (25) gehörenden komplexen Koeffizienten der einzelnen komplex konjugierten Paare derart zu bestimmen, dass die sich daraus ergebende Lösung reell ist. Dies führt zu dem innerhalb der eckigen Klammer der folgenden Gl. (33) enthaltenen Ausdruck mit reellen Koeffizienten:

$$\begin{aligned} w_C = & \\ & \sum_{i=1}^{nc/2} [C_{6+nr+2i-1} e^{\alpha_{2i} x} (u_{2i} \cos \beta_{2i} x - v_{2i} \sin \beta_{2i} x) \quad (33) \\ & + C_{6+nr+2i} e^{\alpha_{2i} x} (u_{2i} \sin \beta_{2i} x + v_{2i} \cos \beta_{2i} x)] \end{aligned}$$

Die Tatsache, dass sich der in der eckigen Klammer enthaltene Ausdruck durch die Kombination konjugiert komplexer Paare ergibt, führt dazu, dass er zu jedem der Paare zwei linear unabhängige Anteile und damit auch zwei unabhängige noch zu bestimmende Koeffizienten enthält. Deswegen erstreckt sich die Summation nur über die Hälfte der vorhandenen Anzahl  $nc$  der komplexen Eigenwerte.

## 2.4 Anpassung an Rand- und Übergangsbedingungen

Wie aus den Gln. (16), (27) hervorgeht, setzt sich die vollständige Lösung des DGL-Systems aus drei Lösungstypen homogener Art sowie einem partikulären Lösungsanteil zusammen (Gl. (34)):

$$w = (w_0 + w_R + w_C) + w_P \quad (34)$$

Zur Anpassung an die Rand- und Übergangsbedingungen stehen die noch unbestimmten Koeffizienten der homogenen Lösungsanteile zur Verfügung. Bei deren Ermittlung erweisen sich folgende Beobachtungen und Überlegungen als nützlich:

Wie in Abschn. 2.3.1 erwähnt, treten der Eigenwert null und dessen Hauptvektoren immer sechsfach auf. Zu jedem Eigenwert  $\lambda \neq 0$  gibt es das Gegenstück  $\bar{\lambda} = -\lambda$ . Dies ist deswegen der Fall, weil es hinsichtlich des exponentiellen Abklingverhaltens keinen Unterschied machen darf, ob dieses in positiver oder negativer  $x$ -Richtung erfolgt. Auf empirischem Weg ergibt sich außerdem, dass sich mit jeder Fuge die Anzahl der reellen Eigenwerte um zwei, diejenige der komplexen um vier erhöht. Dies führt bei einem Verbundträger aus  $m$  Querschnittsteilen dazu, dass zur Anpassung an Rand- und Übergangsbedingungen  $6 + 6(m - 1) = 6m$  Koeffizienten verfügbar sind.

Die Zahl der zu erfüllenden Rand- bzw. Übergangsbedingungen beträgt aufgrund der Tatsache, dass jeder Querschnittsteil drei unabhängige Verformungsgrößen sowie zwei Abschnittsenden besitzt, ebenfalls  $6m$ . Dies ergibt gerade das zur Bestimmung der zunächst unbekanntesten Koeffizienten notwendige lineare Gleichungssystem.

Die Gl. (34) ermöglicht es, nicht nur die Verformungsgrößen, sondern auch deren Ableitungsstufen sowie Größen, in denen diese gemischt auftreten, wie z. B. in den Gln. (4)–(6), in Abhängigkeit von den unbestimmten Koeffizienten und der partikulären Lösung des DGL-Systems auszudrücken. Die Formulierung von Rand- und

Übergangsbedingungen ist daher nicht auf die Verformungsgrößen beschränkt.

Da es sich bei den exponentiellen Lösungsanteilen mit  $\alpha > 0$  in physikalischer Hinsicht um Lösungen handelt, die vom rechten zum linken Abschnittsende hin abklingen, kann es sinnvoll sein, die zugehörigen Koeffizienten unter Verwendung der Beziehung  $C_k = \bar{C}_k e^{-\alpha L}$  durch die quergestrichenen Größen zu ersetzen, wobei  $L$  der Abschnittslänge entspricht.

## 2.5 Verlauf von Schubfluss und Längsverformung über die Höhe des Querschnitts

Ausgangspunkt der zugehörigen Betrachtung ist der vom einfachen Biegeträger her bekannte Zusammenhang zwischen Schubfluss und Längsnormalspannung (Gl. (35)):

$$\frac{\partial t_i}{\partial s} = -b_i \left( \frac{\partial \sigma}{\partial x} \right) = -E_i b_i u''_i \quad (35)$$

Einsetzen von Gl. (2) und Integration über  $s$  ergibt (Gl. (36)):

$$\begin{aligned} t_i(s) = & -E_i b_i \left[ u''_{i0} s + (u''_{iu} - u''_{i0}) \frac{s^2}{2h_i} \right] \quad (36) \\ & + t_{i0} \end{aligned}$$

Indem man den Zusammenhang dieses Resultats mit Gl. (3) beachtet und nochmals über  $s$  integriert, gelangt man zu Gl. (37):

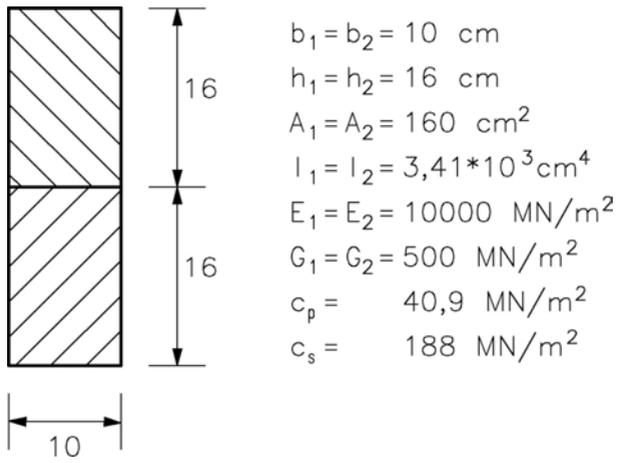
$$\begin{aligned} u_i(s) = & - \left[ u''_{i0} \frac{s^2}{2} + (u''_{iu} - u''_{i0}) \frac{s^3}{6h_i} \right] \frac{E_i}{G_i} \quad (37) \\ & + \left( \frac{t_{i0}}{G_i b_i} - w'_i \right) s + u_{i0} \end{aligned}$$

Die Annahme von über die Höhe des Querschnitts linear veränderlichen Längsdehnungen hat somit einen in  $s$ -Richtung kubischen Verlauf der Längsverformungen zur Folge.

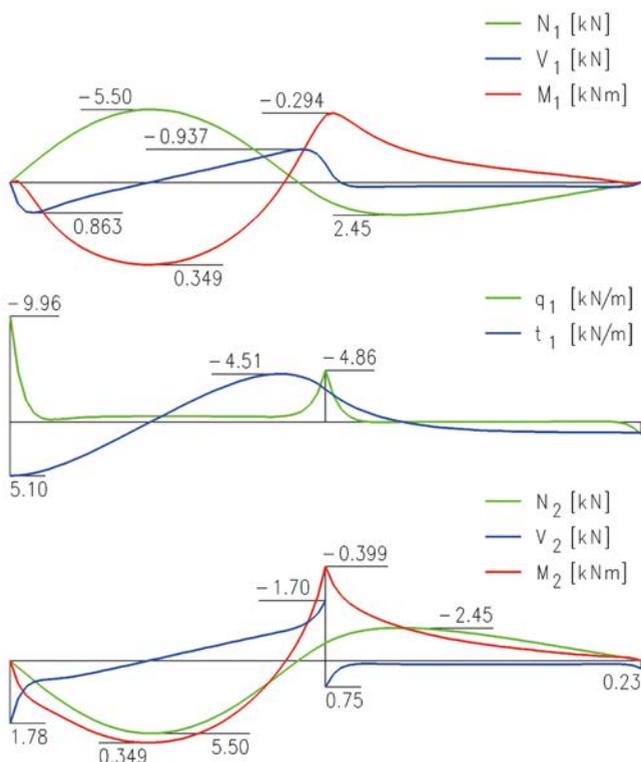
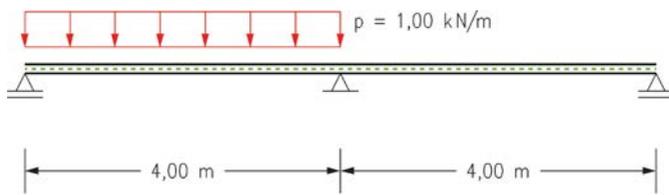
## 3 Berechnungsbeispiel

Die praktische Anwendung der gefundenen Zusammenhänge wird nachfolgend am Beispiel eines aus zwei Querschnittsteilen bestehenden Verbundquerschnitts (Bild 4) erläutert, das auch von Kneidl [10] untersucht wurde.

In Längsrichtung gesehen (Bild 5) soll das statische System eines Zweifeldträgers mit konstanter Linienlast im ersten Feld vorliegen. Wie sich schnell herausstellt, besteht hinsichtlich der Randbedingungen der beiden äußeren Auflager kein Unterschied. In beiden Fällen ist zu fordern (Gln. (38)–(40)):



**Bild 4** Querschnitt des Berechnungsbeispiels  
Cross section of the calculated example



**Bild 5** Statisches System und Schnittgrößen des Berechnungsbeispiels  
Static system and internal forces of the calculated example

$$N_1 = N_2 = M_1 = M_2 = 0 \quad (38)$$

$$V_1 = 0 \quad (39)$$

$$w_2 = 0 \quad (40)$$

Dabei sei im Zusammenhang mit Gl. (38) auf zwei Punkte hingewiesen: Zum einen stellt sich bei näherer Betrachtung heraus, dass es sich um die verkürzte Schreibweise für vier Randbedingungen handelt. Zum anderen

ergibt sich bei Beachtung der Gln. (4), (6), dass folgende Schreibweise dazu gleichwertig ist (Gl. (41)):

$$u'_{1o} = u'_{1u} = u'_{2o} = u'_{2u} = 0 \quad (41)$$

Bei der Formulierung der Übergangsbedingungen im Bereich des mittleren Auflagers werden zur Unterscheidung der unmittelbar links bzw. rechts des Auflagers auftretenden Zustandsgrößen die Indizes L bzw. R verwendet (Gln. (42)–(48)):

$$w_L = w_R \quad (42)$$

$$N_{1L} = N_{1R} \quad (43)$$

$$V_{1L} = V_{1R} \quad (44)$$

$$M_{1L} = M_{1R} \quad (45)$$

$$M_{2L} = M_{2R} \quad (46)$$

$$u_{2uL} = 0 \quad (47)$$

$$w_{2L} = 0 \quad (48)$$

Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass Gl. (42) in vektorieller Schreibweise formuliert ist und damit unter Beachtung von Gl. (12) für sechs Übergangsbedingungen steht, handelt es sich bei den Gln. (42)–(48) um zwölf Übergangsbedingungen, die zusammen mit den zwölf Randbedingungen der beiden äußeren Auflagers das zur Bestimmung der gesuchten Koeffizienten erforderliche lineare Gleichungssystem liefern.

Außerdem ist anzumerken, dass die Lösungen des DGL-Systems dazu führen, dass die globalen Gleichgewichtsbedingungen der einzelnen Trägerabschnitte erfüllt sind, ohne dass eine diesbezügliche Zusatzforderung notwendig ist. Das heißt für den vorliegenden Fall, dass Gl. (49) gilt:

$$N_{1L} = N_{1R} = -N_{2L} = -N_{2R} \quad (49)$$

Dies erklärt, warum für die Normalkraft des zweiten Teilquerschnitts keine Übergangsbedingung erforderlich ist.

Beim Vergleich der Ergebnisse mit denjenigen von Kneidl [10] wurde ohne Berücksichtigung der Schubverformung volle Übereinstimmung erzielt. Auch für den in Bild 5 dargestellten Fall der Berücksichtigung von Schubverformungen liegen die auftretenden Abweichungen in der Größenordnung von 1%, also im Bereich der Rechengenauigkeit. Das heißt, unter den vorliegenden Verhältnissen spielen die unterschiedlichen Ansätze zur Berücksichtigung der Schubverformungen keine wesentliche Rolle.

## 4 Schlussbemerkung

Die vorliegende Arbeit zeigt am Beispiel von Trägern mit nachgiebigem Verbund und abschnittsweise konstanten Querschnittswerten die Ermittlung der Fundamentallösung linearer DGL-Systeme mit konstanten Koeffizienten sowie deren Anpassung an die vorhandenen Rand- und Übergangsbedingungen. Für die Unterteilung in Abschnitte können neben den vorhandenen Steifigkeiten auch die Auflager und die Belastung des jeweiligen Systems maßgeblich sein. Mit dem beschriebenen Verfahren

wäre es auch möglich, die für das allgemeine Weggrößenverfahren benötigten Steifigkeitsmatrizen und Volleinspannschnittgrößen zu ermitteln. Im vorliegenden Fall würde dies allerdings den notwendigen Rechenaufwand erhöhen.

Die geschilderte Vorgehensweise ist auch für andere Problemstellungen geeignet, die sich durch DGL-Systeme entsprechender Art beschreiben lassen, wie z. B. die Sandwichbauweise.

## Literatur

- [1] Möhler, K. (1956) *Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetztem Querschnitt und nachgiebigen Verbindungsmitteln* [Habilitation]. TH Karlsruhe.
- [2] Schelling, W. (1968) *Die Berechnung nachgiebig verbundener, zusammengesetzter Biegeträger im Ingenieurholzbau* [Dissertation]. TH Karlsruhe.
- [3] Schelling, W. (1982) *Zur Berechnung nachgiebig zusammengesetzter Biegeträger aus beliebig vielen Einzelquerschnitten* in: Ehlbeck, J.; Steck, G. [Hrsg.] *Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis*. 1. Aufl. Karlsruhe: Bruderverlag, S. 163–169.
- [4] Pischl, R. (1968) *Ein Beitrag zur Berechnung zusammengesetzter hölzerner Biegeträger*. Bauingenieur 43, S. 448–452.
- [5] Pischl, R. (1969) *Die praktische Berechnung zusammengesetzter Biegeträger mit Hilfstafeln zur Berechnung der Abminderungsfaktoren*. Bauingenieur 44, S. 181–185.
- [6] Pischl, R. (1969) *Die Auslegung der Verbindungsmittel bei zusammengesetzten hölzernen Biegeträgern*. Bauingenieur 44, S. 419–423.
- [7] Schuler, G. (1986) *Durchlaufträger mit elastischem Verbund bei abschnittsweise veränderlichen Steifigkeiten* [Dissertation]. Universität Karlsruhe.
- [8] Heimeshoff, B. (1987) *Zur Berechnung von Biegeträgern aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen im Ingenieurholzbau*. Holz als Roh- und Werkstoff 45, S. 237–241.
- [9] Kreuzinger, H. (1999) *Flächentragwerke: Platten, Scheiben und Schalen – Berechnungsmethoden und Beispiele* in: Informationsdienst Holz [Hrsg.] *Brücken aus Holz*. Düsseldorf: Informationsverein Holz e.V., S. 43–60.
- [10] Kneidl, R. (1990) *Ein numerisches Verfahren zur Berechnung von Trägern mit veränderlichem nachgiebigem Verbund*. Bauingenieur 65, S. 281–288.
- [11] Kneidl, R. (1991) *Ein Beitrag zur linearen und nichtlinearen Berechnung von Schichtbalkensystemen* [Dissertation]. Technische Universität München.
- [12] Press, W. H.; Flannery, B. P.; Teukolsky, S. A.; Vetterling, W. T. (reprinted 1990 twice) *Singular Value Decomposition in Numerical Recipes – The Art of Scientific Computing (FORTRAN Version)*. Cambridge University Press, pp. 52–64.
- [13] Stewart, G. W. (1993) *On the early history of the singular value decomposition*. SIAM Review 35, No. 4, pp. 551–566.
- [14] Golub, G. H.; Kahan, W. (1965) *Calculating the singular values and pseudo-inverse of a matrix*. SIAM J. Numer. Anal. 2, pp. 205–224.
- [15] Golub, G. H.; Reinsch, C. (1970) *Singular value decomposition and least squares solution*. Numer. Math. 14, pp. 403–420.
- [16] Meyberg, K.; Vachenaer, P. (1997) *Höhere Mathematik 2*. 2. Aufl. Berlin, Heidelberg, New York: Springer-Verlag.

## Autor:in

Prof. Dr.-Ing. Albert Konrad (Korrespondenzautor:in)  
albert.konrad@hm.edu  
Hochschule München  
Karlstraße 6  
80333 München

## Zitieren Sie diesen Beitrag

Konrad, A. (2024) *Zur Berechnung von Trägern mit nachgiebigem Verbund*. Bautechnik 101, H. 7, S. 397–403.  
<https://doi.org/10.1002/bate.202400023>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet.  
Eingereicht: 11. März 2024; angenommen: 30. April 2024.

# Ertüchtigungsplanung Chemnitzer Viadukt aus der Perspektive des Prüfsingenieurs

Das Chemnitzer Viadukt wurde für viergleisigen Betrieb mit einer Länge von 275 m in den Jahren 1901–1909 errichtet. Nach 120 Jahren der Nutzung musste es technisch instand gesetzt und für eine zeitgemäße Nutzung auf weitere 80 Jahre ertüchtigt werden. Der Brückenzug aus vier parallelen Überbauten verläuft über zwei Bögen und zehn Felder mit Vollwandträgern. Für die zukünftige zweigleisige Nutzung wurden die beiden inneren Überbauten mit Gleisen für den Schienenverkehr ausgestattet, die beiden äußeren Überbauten zur Unterbringung von Rand- und Rettungswegen sowie der technischen Ausstattung verwendet. Dafür wurden die inneren Balkenbrücken erneuert und als Stahlverbundkonstruktion ausgeführt. Die Unterbauten und sonstigen Überbaukonstruktionen wurden, entsprechend den Anforderungen des Denkmalschutzes, weitestgehend erhalten und nach Erfordernis saniert bzw. kleinteilig ausgetauscht. Ein besonderes Augenmerk lag auf dem Erhalt der Vielzahl historischer Stahllagerkonstruktionen. Die bauliche Umsetzung dieses komplexen Vorhabens unter „rollendem Rad“ erforderte besondere Maßnahmen für den laufenden Bahnbetrieb. Im vorliegenden Beitrag wird nach einer Übersicht zum historischen Bauwerk und dessen Bewertung auf die für dieses Projekt hervorzuhebende Arbeit im Fachbeirat eingegangen und im Weiteren der Umgang mit verschiedenen Maßnahmen zur technischen Instandsetzung und Verstärkung unter Berücksichtigung des Denkmalschutzes in Verbindung mit einigen zusätzlich erforderlichen Genehmigungen und Zustimmungen im Einzelfall erläutert.

**Stichworte** Chemnitzer Viadukt; Stahlbrücke; Ertüchtigung; Denkmalschutz

## 1 Einleitung

Die Eisenbahnüberführung Chemnitzer Viadukt ist ein innerstädtisches Brückenbauwerk im Verlauf des Chemnitzer Bahnboogens, der einen wichtigen Abschnitt der sog. Sachsen-Franken-Magistrale zwischen Dresden und Werdau darstellt. In der gesamtdeutschen Infrastruktur des Schienennetzes hat diese Trasse schon immer eine besondere Bedeutung. Im Zuge der Industrialisierung und zunehmenden Verkehrsmengen wurde in den Jahren von 1901 bis 1909 die Strecke verbreitert sowie kreuzungsfrei gestaltet und in diesem Zusammenhang das viergleisige stählerne Viadukt (Bild 1) anstelle einer zweigleisigen Steinbogenbrücke errichtet.

## Strengthening planning for the Chemnitz Viaduct from the perspective of the checking engineer

The Chemnitz Viaduct was built for four-track traffic with a length of 275 m between 1901 and 1909. After 120 years of use, it had to be technically repaired and strengthened for the use for another 80 years. The bridge consists of four parallel superstructures, each spans over two arches and ten beam bridges. For future double-track traffic, the two inner superstructures were equipped with tracks for rail traffic, and the two outer superstructures were used for side and emergency sidewalks as well as for technical equipment. For this purpose, the inner beam bridges were replaced and designed as a steel composite structure. The substructures and other superstructures were largely preserved in accordance with the requirements of monument protection and renovated or replaced in small parts as necessary. Particular attention was paid to preserving the large number of historical steel bearings. The structural implementation of this complex project under “rolling wheels” required special measures for ongoing railway traffic. In this article, after an overview of the historical building and its assessment, the work in the advisory board is discussed and the handling of various measures for technical repairs and strengthenings, taking into account the monument protection in conjunction with the additional necessary permits and approvals.

**Keywords** Chemnitz Viaduct; steel bridge; strengthening; monument protection



**Bild 1** Historische Ansicht des Chemnitzer Viadukts (Quelle: Historische Sammlung der DB AG)  
Historical view of Chemnitz Viaduct

Das Chemnitzer Viadukt wurde mit einer geschlossenen Fahrbahn aus 8mm starken Tonnenblechen und einem durchgehenden Schotterbett ausgeführt. Es überspannt zwei Straßen, Gleisanlagen der Chemnitzer Verkehrs-AG, den Fluss Chemnitz, einen überregionalen Radweg und ehemalige Industrieanlagen. Die Überbauten der Balkenfelder bestanden aus je zwei genieteten Blechträgern annähernd konstanter Bauhöhe und Vouten über den Auflagern. Die im Abstand von 1,60m angeordneten Hauptträger waren mit Querträgern und Verbänden paarweise zu einer Überbaureihe gekoppelt (Bild 2). Die in Verlängerung der Querträgerachsen beidseitig angebrachten Kragarme dienten zur Stützung der jeweils äußeren Tonnenbleche. Die Überbaureihen waren paarweise über die Tonnenbleche der Fahrbahnebene schwach vertikal gekoppelt. In der Ober- und Untergurtebene wurden Verbände und Riegel zur horizontalen Aussteifung angeordnet.

Der einfeldrige Überbau über der Annaberger Straße war an die den Fluss Chemnitz querende Bogenkonstruktion gekoppelt. Die dem Bogen folgenden vier Felder wurden mittels zweier Zweifeldträger mit Kopplung als

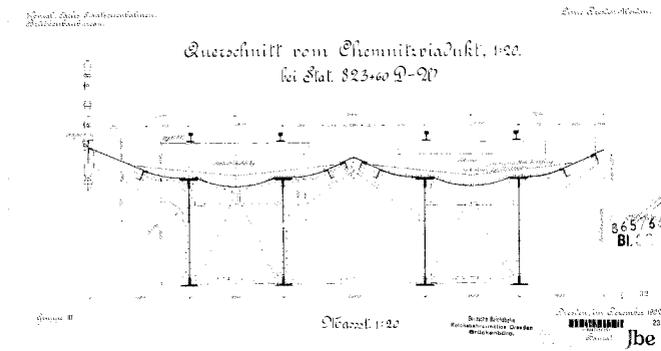
längsverschiebliches Gelenk überbrückt. Die Öffnung über der Beckerstraße war wieder ein Bogentragwerk, dem ein Zwei- und abschließend ein längsverschieblich verbundener Dreifeldträger folgten. Der Anschluss der Balken- an die Bogentragwerke erfolgte jeweils gelenkig mittels einer Aufhängung aus Federblechen. Die Brücke wurde am östlichen Widerlager über Rollen verschieblich und am westlichen Widerlager längsfest gelagert (Bild 3).

Die Zwischenstützungen bestehen aus stählernen Pendelrahmen, die je Überbaupaar aus vier Einzelstützen gebildet werden. Aufgrund der Krümmung im Verlauf des Flusses Chemnitz sind die ersten drei Stützachsen schiefwinklig, die folgenden Unterstützungen orthogonal zur Längsachse. Auch in den schiefen Öffnungen sind die Überbauten in sich gerade, der Übergang vom schiefen auf das gerade System wird über die veränderlichen Stützweiten im Feld III realisiert. Die Bogentragwerke, Pendelrahmen und Widerlager sind flachgegründet.

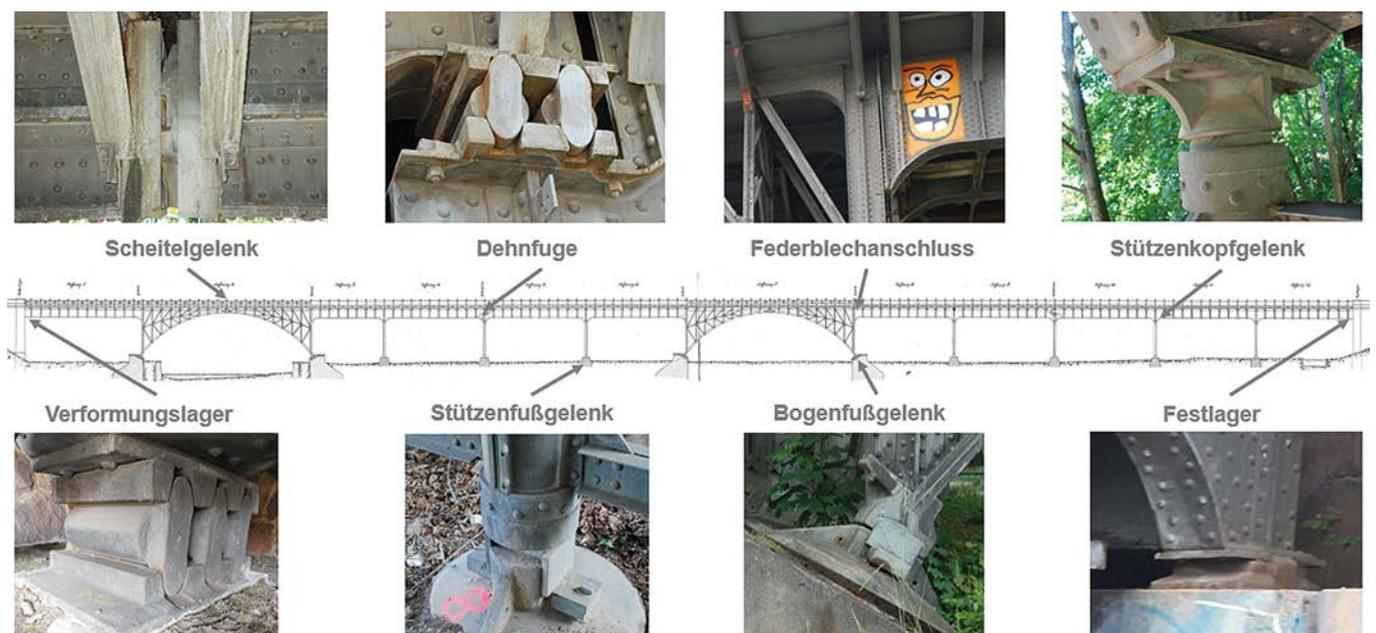
## 2 Bewertung der Trag- und Ermüdungssicherheit bis 2007

### 2.1 Statische Nachrechnung und Restnutzungsdaueruntersuchung

Die verschiedenen Tragwerke der Eisenbahnbrücke wurden entsprechend der zu diesem Zeitpunkt gültigen DS 805 [1] für das Lastmodell UIC 71 nachgerechnet und hinsichtlich ihrer statischen Tragfähigkeit sowie Ermüdungssicherheit bewertet [2]. Im Zuge der Nachrechnung wurden auch die relevanten Materialkennwerte des Altstahls durch die Bundesanstalt für Materialprüfung ermittelt. Entsprechend der Bauzeit der Brücke ergab sich für diesen Flussstahl ein charakteristischer Wert der Fließgrenze von 235 N/mm<sup>2</sup>.



**Bild 2** Historischer Querschnitt mit zwei Überbauten (Quelle: DB AG)  
Historic cross section of two superstructures



**Bild 3** Längssystem des Chemnitzer Viadukts mit Darstellung der Lager und Dehnfugen (Quelle: KREBS + KIEFER Ingenieure GmbH)  
Longitudinal system of Chemnitz Viaduct with illustration of bearings and expansion joints

Im Ergebnis der Nachrechnung zeigte sich eine Differenzierung zwischen den Balkenbrücken und den Bögen. Während die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei den am stärksten beanspruchten Fachwerkstäben der Bögen zu Auslastungen von ca. 100 % führten, lag die Auslastung bei allen Balkenbrücken mit ca. 120 % deutlich höher (Tab. 1). Letzteres Ergebnis war nicht verwunderlich, da das Bauwerk vorher für den Lastenzug G (bzw.  $0,8 \cdot DR$ ) klassifiziert war. Im Nachweis der Restnutzungsdauer waren die Ergebnisse bei den Balkenbrücken mit teilweise <15 Jahren ebenfalls schlechter als bei den Bögen. Die den Restnutzungsdauerberechnungen zugrunde liegenden Annahmen über die zukünftige Verkehrsbelastung beruhten auf Verkehrsprognosen der DB AG, die später auf Basis des Bauwerksmonitorings spezifiziert wurden. Da in maßgebenden Schnitten keine Restnutzungsdauer >15 Jahre des permanent unter Verkehr stehenden Bauwerks nachgewiesen werden konnte, wurde für diese potenziell rissgefährdeten Bauteile ein ergänzender bruchmechanischer Sicherheitsnachweis nach DS 805 erforderlich [3]. In diesem sog. Betriebszeitintervallnachweis wird ein fiktiver, bei Inspektionen gerade noch übersehener Riss (z.B. unter einem Nietkopf) unterstellt und dessen stabiles Risswachstum unter Betriebsbeanspruchung in eine Zeitspanne des sicheren Betriebs umgerechnet. Im Ergebnis der hier durchgeführten Betriebszeitintervallnachweise stand, später auch i. V. m. den Ergebnissen des Bauwerksmonitorings, ein spezifischer Inspektionsplan, der für die maßgebenden Bauteile ein Inspektionsintervall von drei Jahren festlegte.

Eine Ertüchtigung der hoch ausgelasteten Querschnitte der Balkenbrücken wäre zwar möglich, allerdings mit großen konstruktiven Aufwendungen verbunden. Das Problem der Materialermüdung hätte durch Ertüchtigungsmaßnahmen nicht einfach behoben werden können. Deshalb wurde bereits 2001 eine Entwurfsvariante mit Weiternutzung nur der vorhandenen Bogentragwerke diskutiert, aber aufgrund der umfangreich erforderlichen Eingriffe in den Bestand des Viadukts zunächst nicht weiterverfolgt. Auch wäre bei Weiternutzung der für den geplanten Streckenausbau ausreichenden beiden inneren Gleisstragwerke für diese nicht die geforderte Regelbreite eingehalten. Zeitlich parallel wurde deshalb zur Einschätzung des Potenzials eines Ersatzneubaus ein Wettbewerb für einen Brückenneubau durchgeführt.

## 2.2 Messtechnische Bewertung

Die DB-Richtlinie zur messtechnischen Bewertung von Ingenieurbauwerken, die im jetzigen Modul 805.0104 enthalten ist, behandelt messtechnische Tragwerksuntersuchungen mit anschließender modifizierter Bewertung innerhalb der Nachrechnung. Grundsätzlich werden zwei Schwerpunkte der Bauwerksmessungen unterschieden:

- Durch die Systemmessung kann für definierte Einwirkungen, i. d. R. der Loks unter Regelverkehr, die Kalibrierung des rechnerischen Tragwerksmodells und eine entsprechend optimierte Nachrechnung vorgenommen werden.
- Auf Basis eines Bauwerksmonitorings als kontinuierliche Messung können die Beanspruchungen hinsichtlich ihrer Extremwerte, dynamischer Überhöhungen, Auftretenswahrscheinlichkeit und Ermüdung (Beanspruchungskollektive) permanent erfasst und verallgemeinert bzw. direkt rechnerisch ausgewertet werden.

Für das Chemnitzer Viadukt ergaben sich v. a. die Fragestellungen zu den gegenwärtigen Verkehrslasten (Lastkollektive) sowie zu den resultierenden Beanspruchungskollektiven mit ihrem Einfluss auf die Ermüdungssicherheit. Durch die Systemmessungen konnten folgende Aspekte quantitativ belegt werden:

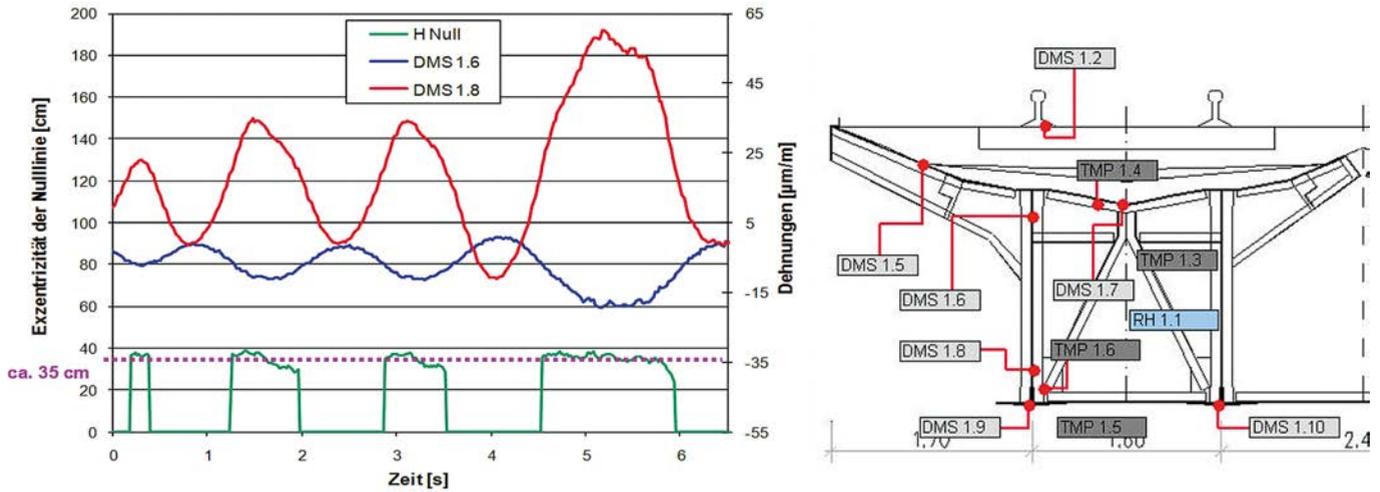
- eine Mitwirkung der am Obergurt der vollwandigen Hauptträger schubsteif angeschlossenen Buckelbleche (Bild 4),
- eine etwas günstigere Querverteilung der Verkehrslasten, da wegen der Verbindung von zwei Überbauten aufgrund der Konstruktion der Längsfuge ein kleiner Lastanteil (unplanmäßig) vom benachbarten Überbau abgetragen wurde.

Bereits aus einer messtechnisch belegten, relativ gering reduzierten Beanspruchung resultieren deutlich höhere Restnutzungsdauerwerte, da die Neigung der Wöhlerlinie ( $m=5$ ) exponentiell in den Nachweis eingeht. Eine Änderung der Spannung um z. B. 10 % führt zu einer Änderung der Restnutzungsdauer von ca. 60 %.

Weiterhin wurde durch das Bauwerksmonitoring festgestellt, dass die Lastkollektive deutlich unter den Annahmen aus dem Jahr 2000 lagen, woraufhin auch die bis 2025 prognostizierten Lastkollektive nochmals angepasst

**Tab. 1** Maximale Spannungsausnutzung und Restnutzungsdauer maßgebender Hauptträgerquerschnitte infolge UIC 71  
Maximum stress utilization and remaining fatigue life of the relevant main beam cross sections because of UIC 71

Überbauten	System	Spannungsausnutzung infolge UIC 71	Restnutzungsdauer
Öffnung 1	Einfeldträger	115 %	24 Jahre
Öffnungen 3 + 4	Zweifeldträger mit ungleichen Feldlängen	121 %	14 Jahre
Öffnungen 5 + 6 bzw. 8 + 9	Zweifeldträger mit gleichen Feldlängen	119 %	5 Jahre
Öffnungen 10 + 11 + 12	Dreifeldträger	121 %	keine
Bogen Öffnungen 2 + 7	Dreigelenkbogen	103 %	> 50 Jahre



**Bild 4** Dehnungsverlauf und Nulllinienlage (= Abstand von Stegmitte nach oben) für einen vollwandigen Hauptträger infolge Überfahrt eines Nahverkehrszugs (aus [4])  
Strain course and zero line position (= distance from the center of the web to the top) for a main beam during a local train crossing (from [4])

werden konnten. Bei der Bewertung der Tragfähigkeit eines bestehenden Bauwerks bzw. von Ertüchtigungsvarianten ist es ein grundsätzlicher Unterschied, ob über eine Verlängerung der normativen Nutzungsdauer für einen begrenzten Zeitraum (z. B. +15 Jahre) oder über einen angestrebten Nutzungszeitraum wie bei einem Neubau (+100 Jahre) befunden werden soll. Bei einer zeitlich begrenzten weiteren Nutzung kann davon ausgegangen werden, dass sich die aktuelle Verkehrsbelegung (Tonnage, Achslasten, Fahrgeschwindigkeit) nicht signifikant ändern wird bzw. andernfalls bereits Informationen darüber vorliegen.

Die Berücksichtigung der Ergebnisse der Bauwerksmessung auf Gebrauchslastniveau erfolgte ausschließlich in den Ermüdungsnachweisen. Das durch die Messung festgestellte günstigere Tragverhalten erlaubt – wegen der möglichen Nichtlinearitäten – nicht ohne Weiteres eine Extrapolation auf das höhere Lastniveau des Grenzzustands der Tragfähigkeit. Insgesamt wirkten sich aber die vorgenannten Aspekte auf die Ermüdungsbeanspruchung dahingehend aus, dass der zuverlässige Betrieb des Bauwerks für eine begrenzte weitere Nutzungsdauer

mit engeren Inspektionsintervallen gewährleistet werden konnte.

### 3 Wettbewerb Ersatzneubau

Mit den Erkenntnissen aus der Untersuchung des Stahltragwerks und der statischen Nachrechnung ergaben sich signifikante Tragfähigkeitsdefizite. Durch die Berechnung der begrenzten Restnutzungsdauer wurde 2003 durch die Stadt Chemnitz und die Deutsche Bahn ein Realisierungswettbewerb zum Ersatzneubau des Viadukts ausgeschrieben. Aus den von namhaften Ingenieurbüros eingereichten Entwürfen wurde durch ein Preisgericht aus Fachexperten und Bürgerschaft der Siegerentwurf ermittelt (Bild 5).

Als Randbedingungen für das zukünftige Bauwerk waren neben den zwei Richtungsgleisen der Streckenklasse D4 und Schwerwagenverkehr mit Einzelwagen die Entwurfsgeschwindigkeiten 120 km/h (GZV) und 160 km/h (RZV) und die Zielgeschwindigkeiten 90 km/h (GZV) und 120 km/h (RZV) definiert. Für das Verkehrsaufkommen



Visualisierung Bogen über die Chemnitz und Annaberger Straße: Widerlagereinbindung in das städtische Umfeld



Vorhandenes Bauwerk



Modellfoto



Modellfoto

**Bild 5** Erster Preis des Realisierungswettbewerbs vom Oktober 2003  
First award of the realization competition

wurde je Gleis von 15 Mio. t/Jahr ausgegangen. Darauf basierend wurde der Entwurf weiter detailliert und 2015 zur Planfeststellung eingereicht. Parallel hatte sich bei Bürgern der Stadt Chemnitz Widerstand gegen den Ersatzneubau formiert und es wurden Stimmen, u. a. durch einen Verein, für den Erhalt der historischen Bausubstanz gesammelt.

## 4 Fachbeirat für den Brückenerhalt

### 4.1 Gründung und Aufbau

Mit dem Erhalt der Planfeststellung im Juni 2018 und der darin enthaltenen Festlegung zum Erhalt des Chemnitzer Viadukts gründete die Deutsche Bahn umgehend einen Fachbeirat, um mit Beteiligten des Denkmalschutzes, der Kommune, der städtischen Gesellschaft und externen Fachexperten die Erfordernisse aus Bahnbetrieb, Statik und Bautechnik unter Berücksichtigung des Denkmalschutzcharakters zu erörtern. Die Sitzungen des Fachbeirats ermöglichten auf Basis einer vorab definierten Geschäftsordnung die Einflussnahme der Fachbeiratsmitglieder und die offene Diskussion um die Anforderungen und deren Auswirkungen auf das Bauwerk. Auf diese Weise sollte eine Planungsgrundlage geschaffen werden, die mehrheitlich dem gemeinsamen Verständnis entsprach und die Rahmenbedingungen für das anstehende Planänderungsverfahren bildete.

### 4.2 Erörterungen und Diskussionen im Fachbeirat

Nach der Gründungsphase und Offenlegung der Erwartungshaltung der Teilnehmer wurden durch die Deutsche Bahn die Eingangsparameter und technischen Randbedingungen vorgestellt. Diese basierten auf den Nachrechnungen aus den Jahren 2000–2007 (Abschn. 2) und den Anforderungen aus dem Zugverkehr für die weitere Nutzungsdauer von ca. 80 Jahren.

In mehreren Terminen wurden in iterativen Prozessen Varianten zum Umgang mit der originalen Bausubstanz untersucht, die unterschiedliche Möglichkeiten zum größtmöglichen Erhalt historischer Bausubstanz aufzeigten. Nach intensiven Diskussionen und Visualisierung der notwendigen Ertüchtigungsmaßnahmen an den Hauptbauteilen konnten im Zuge des Abstimmungsprozesses sinnvolle Lösungen gefunden werden, die sowohl den Gedanken des Denkmalschutzes aufgreifen als auch die Ertüchtigung des Bauwerks und seine weitere Nutzung unter heutigen Anforderungen ermöglichen. Die Einbindung neuer tragender Bauteile in die bestehende Denkmalkonstruktion wurde im Fachbeirat als „Weiterbauen im Bestand“ benannt. Im Fachbeirat wurde der Konsens gefunden, dass an neuen tragenden Bauteilen die modernen Technologien sichtbar sein und sich von der denkmalgeschützten, genieteten Konstruktion abheben sollen.

Wesentliche Punkte waren u. a.:

- Name des Bauwerks,
- Abwägung der Möglichkeiten zur Einhaltung der Lärmschutzanforderungen unter Berücksichtigung aller Konsequenzen,
- Festlegung der planmäßig zu erhaltenden Bauteile unter Beachtung der Ergebnisse der Bestandsbeprobungen: Ertüchtigung der Bögen und äußeren Überbauten unter Berücksichtigung der Möglichkeiten von Unterhaltung und Instandhaltung, Ersatz der inneren Balkenträger und deren optimale Konstruktionsweise,
- denkmalgerechte Optik bei ertüchtigten und ausgetauschten Bauteilen,
- Wahl der zukünftigen Farbigkeit der Deckbeschichtung, Festlegung zum Beschichtungssystem,
- Vorstellung von Lösungsvarianten z. B. für zukünftige Geländer und Vogeleinflugschutz.

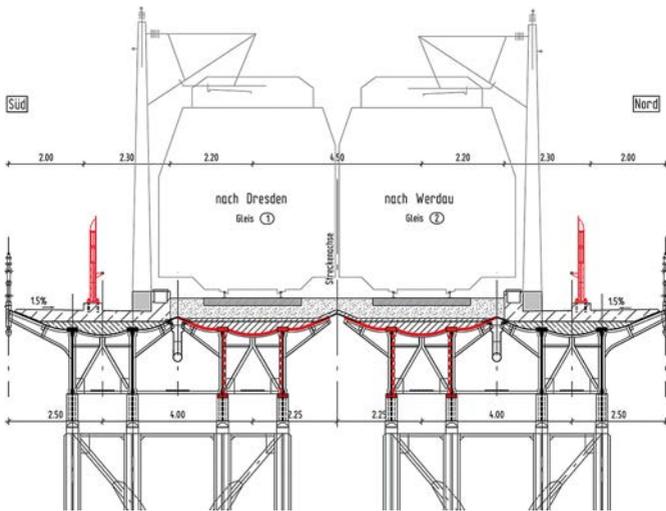
Mit der Beauftragung der Planungsleistungen an die Ingenieurgesellschaft KREBS+KIEFER im Januar 2019 konnten bereits in den Sitzungen des Fachbeirats planerisch fundierte Ertüchtigungsvarianten diskutiert werden.

### 4.3 Entscheidungen/Empfehlungen des Fachbeirats

Die geführten Diskussionen im Fachbeirat haben dazu beigetragen, dass die Identifikation mit dem Bauwerk bei allen Beteiligten gewachsen ist und gemeinsam Lösungen gefunden werden konnten, die der Prämisse des „Weiterbaus im Bestand“ Rechnung tragen. Einer der ersten Punkte war die Namensgebung der Brücke. Im Vorfeld waren mehrere Bezeichnungen für das Bauwerk in Umlauf. Zum Ausschluss von Namensdopplungen und Verwechslungen fiel die Entscheidung zugunsten „Chemnitzer Viadukt“.

Ausgehend vom vorhandenen Bestand und den Anforderungen, Parametern und Prämissen der Ertüchtigung stand eingangs die Lösungsfindung zur Realisierung der Lärmschutzanforderungen im Vordergrund. Im Abwägungsprozess stellte sich frühzeitig die Reduzierung von Lärmschutzwänden auf dem Viadukt als Vorzugslösung heraus (Bild 6). Durch die Anordnung einer Stahlbetonplatte mit Verbundwirkung zum vorhandenen Bauwerk konnte unter Einhaltung der Grenzen der 16. Bundesimmissionschutzverordnung auf die Anordnung von Lärmschutzwänden verzichtet werden. Die damit einhergehende Erhöhung der Eigenlasten führte zu einer weiteren Belastung von zum Teil bereits überlasteten Bereichen des Bauwerks.

Die Balkenträger unter den für den künftigen Zugverkehr vorgesehenen mittleren Überbauten waren so stark überlastet, dass eine Ertüchtigung den Austausch aller Bauteile zur Folge gehabt hätte. Mit großer Mehrheit wurde deshalb der Neubau dieser Hauptträger beschlossen. Aus den unterschiedlichen Varianten neuer Balken-tragwerksquerschnitte setzte sich am Ende die Errichtung



**Bild 6** Beispiel der Variantendiskussionen im Fachbeirat hinsichtlich der Querschnittsausbildung (Quelle: DB AG)  
Example of the discussion within the advisory board with regard to the cross section

nicht möglich, deshalb wurde der originalgetreue Nachbau für eine Geländerseite abgestimmt. Es war auf eine optimale Verbindung von alten und neuen Bauteilen unter Berücksichtigung von Geländerhöhe und notwendiger Füllung zu achten. Die im Fachbeirat gefundene Lösung zur teilweisen weiteren Nutzung der bestehenden Geländer musste während der Bauphase angepasst werden, da nach Ausbau aller Geländerpfosten die vorgefundene Bausubstanz schlechter als erwartet und erkundet war. Weiterhin kamen im Zusammenhang mit dem äußeren Erscheinungsbild die Zierbleche und der Vogeleinflugschutz zur Sprache.

Zusammenfassend war der Fachbeirat ein wesentliches Mittel für eine konstruktive und zielgerichtete Kommunikation zu den verschiedenen Vorstellungen zum Erhalt dieses Denkmals. Es fanden auf breiter Basis Abstimmungen zwischen den Beteiligten zur Ertüchtigungskonzeption und den genannten Randbedingungen statt. Damit gelang es, bereits im Vorfeld des Genehmigungsverfahrens die geplante Baumaßnahme zu erläutern und für die wesentlichen planrechtsrelevanten Aspekte Konsens zu finden.

von jeweils zwei parallel verlaufenden Stahlvollwandträgern mit oberer Stahlbetonverbundplatte durch (Bild 7). Damit wurde die bestehende Querschnittsoptik bei den neuen Balkenträgern aufgegriffen, was alle Beteiligten befürworteten. Die Bögen und die äußeren Überbauten sollten erhalten werden.

Weiterhin wurde die Farbgebung diskutiert. Dazu wurden Proben des historischen Beschichtungsaufbaus durch das Landesamt für Denkmalpflege Sachsen analysiert. Parallel erstellte Musterflächen zur Applizierung auf Sa-2,5-gestrahnten Flächen oder mit vorhandener Bleimennige zeigten, dass die Haftzugswerte auf gesweepen Flächen für den weiteren Beschichtungsaufbau geeignet waren. Zur Herstellung der gewünschten Farbigkeit der Deckbeschichtung fanden ebenfalls Tests statt. Der Fachbeirat favorisierte einen Sonderfarbton, bestehend aus einer Mischung zweier bahnzugelassener Farbtöne mit der Beimischung zusätzlicher Aluminiumpigmente. Das vorhandene Holmgeländer entsprach nicht den heutigen Anforderungen, sollte aber in Form und Optik erhalten bleiben. Wegen vorhandener Bestandsschäden war eine vollständige Nachnutzung des historischen Geländers als optisch vorgeblendete Elemente ohne statische Funktion

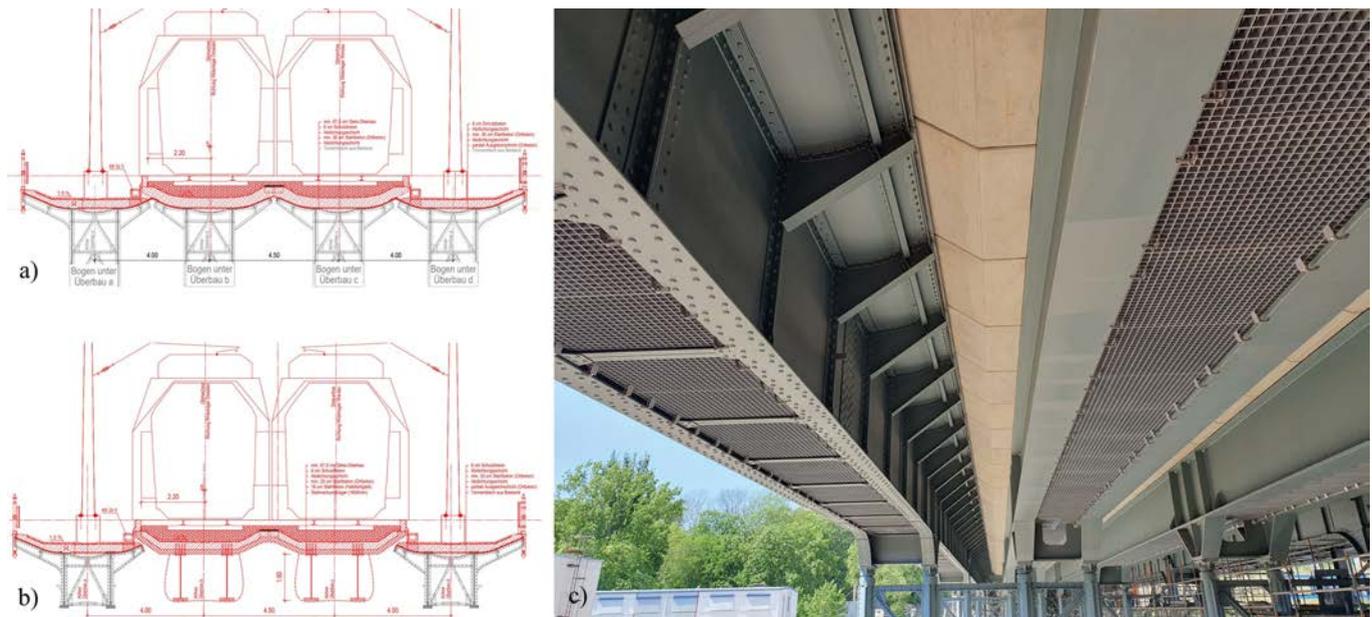
### 5 Ertüchtigungsplanung unter besonderer Berücksichtigung der Abweichungen vom bautechnischen Regelwerk

Gemäß den grundsätzlichen Empfehlungen des Fachbeirats wurde die Planung insbesondere unter Berücksichtigung des Denkmalschutzcharakters als Kombination von Ersatzneubau und Ertüchtigung der historischen Eisenbahnüberführung für den zukünftig zweigleisigen Betrieb mit folgenden Maßgaben weitergeführt (Bild 8) (ausführliche Darstellung s. [5]):

- Die historischen Dreigelenk-Bogentragwerke bleiben in allen vier Längsachsen bestehen und werden instand gesetzt bzw. punktuell stahlbaulich verstärkt.
- Die beiden äußeren Überbaureihen a und d bleiben auf der gesamten Bauwerkslänge im Wesentlichen in ihrer historischen Stahlbaukonstruktion unverändert und werden zukünftig als Rand- und Rettungswege

Bewertungskriterien	4 A	4 B	4 C	4 D
	Fachwerkträger eben	Fachwerkträger räumlich	Vollwandträger mit geradem Untergurt	Zwei getrennte Hohlkästen
Zusammenwirken mit Bestand	⊖	⊖	⊕	⊖
Optische Leichtigkeit	⊖	⊕	⊖	⊖
Anschluss an Stützen Bestand	⊖	⊖	⊕	⊕
Anschluss an Federbleche Bogen	⊕	⊖	⊕	⊖
Materialeinsatz	⊕	⊕	⊖	⊖
Vorfertigungsgrad / Bauabfolge	⊕	⊖	⊕	⊖
Wirtschaftlichkeit	⊖	⊖	⊕	⊖
Unterhaltskosten	⊖	⊖	⊖	⊕
Summe ohne Wichtung	1x ⊕	3x ⊖	5x ⊕	⊖

**Bild 7** Zusammenfassung der Bewertungskriterien zum Tragwerk der Balkenträger aus dem Fachbeirat (Quelle: DB AG)  
Summary of the evaluation criteria for the beam girder structure from the advisory board



**Bild 8** Regelquerschnitt im Bereich der Bögen (a) und Vollwandträger (b) mit baulicher Umsetzung (c)  
Standard cross section in the area of the arches (a) and the beam bridges (b) with structural implementation (c)

und Aufstellort für die Oberleitungsmaste, Geländerkonstruktionen und Kabelgefäßsysteme genutzt. Die Stahlkonstruktionen werden instand gesetzt und auf den Buckelblechen wird eine Betonfahrbahn ohne planmäßigen Verbund hergestellt.

- Die beiden inneren Überbaureihen b und c nehmen nach dem Umbau die beiden Richtungsgleise auf. Die Fahrbahnen der inneren Bogentragwerke werden mit neuen Ortbetonplatten ausgebildet, die zum Teil im Verbund mit dem Bogentragwerk hergestellt werden. Die inneren Balkenbrücken werden jeweils durch zwei geschweißte Vollwandträger mit einer konstanten Bauhöhe von 1,60m und einer im Verbund stehenden Betonplatte aus Teilfertigteilen und Ortbetonergänzung ersetzt. Die Plattendicke beträgt in Überbaumitte 41 cm und verringert sich in Richtung der Kragarme auf bis zu 36 cm. Im Auflagerbereich werden Querträger angeordnet. Die beiden Überbauten b und c sind in Bauwerksmitte durch eine Längsfuge getrennt.
- Das Längstragsystem und die Lagerung der Überbauten bleiben im Wesentlichen unverändert.
- Die Unterbauten bleiben grundsätzlich erhalten. Die Pendelstützen der beiden inneren Überbaureihen werden verstärkt. Alle Stahllager werden aufgearbeitet bzw. – insofern erforderlich – durch Nachbauten ersetzt.

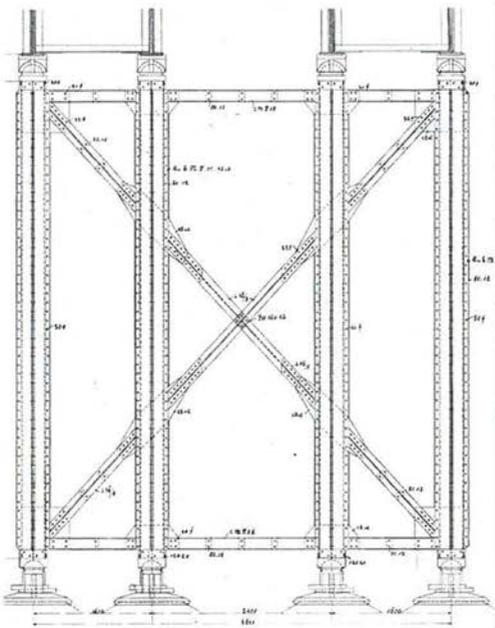
Instandsetzung und Teilersatz erfolgten in mehreren Bauphasen. In einer ersten Phase wurde bahnrechts der bestehenden Brücke eine Behelfsbrückenkonstruktion errichtet, die für eine bauzeitliche Stabilisierung der bahnrechten Überbaureihe d während des laufenden Zugverkehrs und gleichzeitigen Rückbaus der Überbaureihe c sowie als temporärer Randweg genutzt wurde. Zusätzlich wurden dort die provisorischen Oberleitungsmaste aufgestellt. In der zweiten Hauptbauphase wurde das bahnlinke Gleis außer Betrieb genommen, der Bahnverkehr erfolgte eingleisig auf dem Überbau d. In dieser

Bauphase wurde die Überbaureihe a instand gesetzt und die Überbaureihen b und c ertüchtigt. Anschließend wurde in einer dritten Phase das Betriebsgleis auf die umgebaute Überbaureihe b verlegt und es folgten die Arbeiten an der Überbaureihe d sowie die Fertigstellung der Überbaureihe c. Nach Inbetriebnahme des zweiten Gleises auf der Überbaureihe c wurden Restarbeiten durchgeführt und die Hilfsbrücke abgebaut.

Aufgrund der sich ergebenden technischen Anforderungen mit Abweichungen vom gültigen Regelwerk und heutigen Stand der allgemein anerkannten Regeln der Technik für Brückenneubauten wurden einige Unternehmensinterne Genehmigungen (UiG, das Regelwerk der DB betreffend) sowie teilweise Zustimmungen im Einzelfall (ZiE, aus bauaufsichtlicher Sicht) notwendig. Das betraf insbesondere:

**Verstärkung der historischen Stahlstützen unter beiden inneren Überbauten (in Achsen 40–60 und 90–120) durch Verfüllen mit Beton (Erfordernis einer UiG)**

Die im Bestand vorhandenen Stützenportale unter den beiden inneren Überbauten (Bild 9) bleiben erhalten und werden für das geplante Lastniveau der im Endzustand befahrenen Überbauten ertüchtigt. Hierfür werden die genieteten Kreissegmentstützen mit einem selbstverdichtenden Beton der Druckfestigkeitsklasse C 50/60 verfüllt und damit eine tragfähigere Verbundstütze hergestellt. Auf die Anordnung von Längsbewehrung, die hier geometrisch kaum möglich wäre, kann bei Hohlprofilen ohne Brandschutzanforderungen verzichtet werden. Der statische Nachweis wird unter zusätzlicher Berücksichtigung unplanmäßiger Kopf- bzw. Fußmomente wegen möglicherweise behinderter Lagerverdrehungen erbracht.



**Bild 9** Pendelstützen im ursprünglichen Zustand  
Joint columns in their original condition

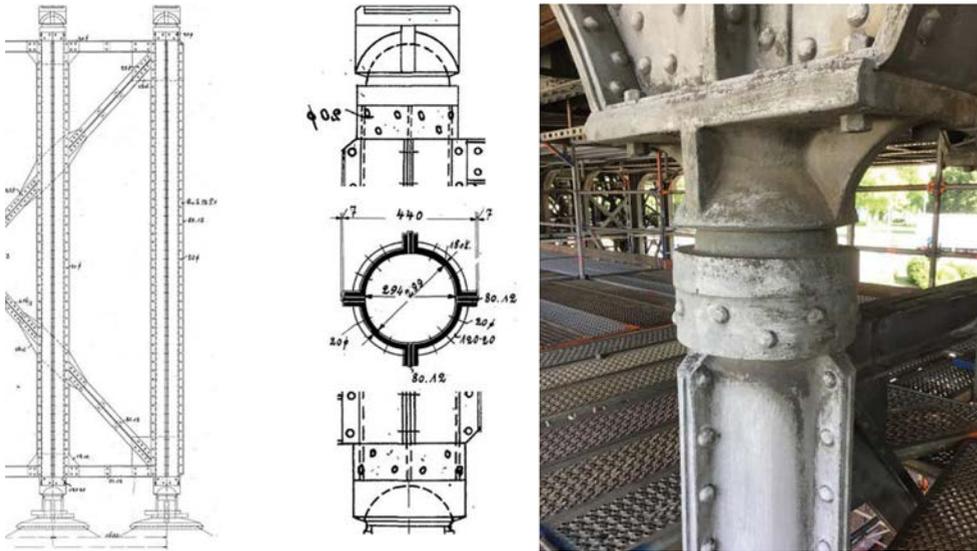
Durch eine Arbeitsprobe im Maßstab 1:1 einschließlich der oberen Lageranschlusskonstruktion wurde ein ausreichender Ausschluss von Luftporen im Vergussbereich der Stützen und damit die uneingeschränkte Wirkung des kraftschlüssigen Verbunds belegt (Bild 10). Die ermittelten Frisch- und Festbetondaten des Betons entsprachen den Anforderungen und wiesen eine hohe Fließfähigkeit und Mischungsstabilität gemäß DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ auf, sodass dieser aus betontechnologischer Sicht als Verfüllmaterial für den Verguss der Pendelstützen geeignet war. Zudem wurde eine hohlraumfreie Füllung der technologisch bedingten Betonfuge zwischen Stütze und Stützenkopf mit Zementsuspension Fabrikat MC-Centricrete UF nachgewiesen.

### Weiternutzung der stählernen Brückenlager (Erfordernis von UiG und ZiE)

Am Chemnitzer Viadukt sind die Stahlpunktkipplager an den Kopf- und Fußpunkten der Pendelstützen (Bild 11), die Lager an den Kämpfern und Scheitelpunkten der Bogentragwerke sowie die Lager auf den Widerlagern zu unterscheiden. Die bestehenden Lager bzw. Gelenke weichen von den heutigen Konstruktionsprinzipien ab, können aber mit ingenieurmäßigen Methoden bewertet werden. Entsprechend wurden alle Lager über ein Gutachten [6] durch räumliche FE-Modelle unter genauer Berücksichtigung des vorhandenen Zustands erfasst und hinsichtlich ihrer statischen Tragfähigkeit, Sprödbruchsicherheit (der alten Gussbauteile) sowie Ermüdungssicherheit z. B. mittels bruchmechanischer Methoden beurteilt. Weiterhin wurde untersucht, ob die Lager für den



**Bild 10** Betonverfüllung der Pendelstützen – geöffnete Arbeitsprobe  
Concrete filling of the columns – opened work tests



**Bild 11** Bestehende Pendelstützen mit Stützenkopf- und Stützenfußlagern (Bildquelle: DB AG)  
Existing joint columns with bearings at both ends

weiteren Einsatz eine ausreichende Verschieblichkeit bzw. Verdrehbarkeit gewährleisten. Es zeigte sich nach dem Ausbau, dass die Lagerunter- und -oberteile der Pendelstützen zur Ermöglichung des planmäßigen Abrollens eine Radiendifferenz von ca. 3 mm zueinander aufweisen. Da die bestehenden Lager der beiden äußeren Überbauten a und d nicht ausgebaut und somit nicht vollständig inspiziert werden konnten, muss ungünstig davon ausgegangen werden, dass deren Verdrehfunktion gestört sein und eine Verdrehung nur durch die Überwindung des Reibwiderstands in der Kontaktfläche erfolgen kann. Korrosion in den Kontaktfugen kann die Verdrehbarkeit zusätzlich zur „normalen Rauigkeit“ weiter verschlechtern. Die Standsicherheitsnachweise der bestehenden Stützen der Überbauten a und d wurden deshalb unter Berücksichtigung dieser Biegemomente durchgeführt.

Nach dem Aushub der alten Balkenträger in den beiden inneren Achsen b und c wurden die vollständig ausgebauten Lagerteile der Stützen zerstörungsfrei geprüft. Bei den Bogenlagern war die Prüfung im eingebauten Zustand allerdings nur bedingt möglich. Ergänzend wurden Ergebnisse zerstörender Werkstoffuntersuchungen zum Gussmaterial ausgebauter Teile der benachbarten und zeitgleich hergestellten EÜ Augustusburger Straße herangezogen. Im Ergebnis der rechnerischen und zerstörungsfreien Untersuchungen konnte für die meisten Lager nach deren Aufarbeitung deren Weiterverwendbarkeit belegt werden (Bild 12). Diese Festlegungen zur Weiterverwendbarkeit wurden durch Überprüfung von Grenzwerten zu Ungängen bzw. Schädigungen, z. B. Lunken und Kerben, der einzelnen Lagerbauteile getroffen. Es wurde empfohlen, im Rahmen späterer Inspektionen Ultraschalluntersuchungen auf Anfangsrisse an mehreren signifikanten Lagerpunkten vorzusehen.

### Nachbau mehrerer historischer Stahllager (Erfordernis UiG und ZiE)

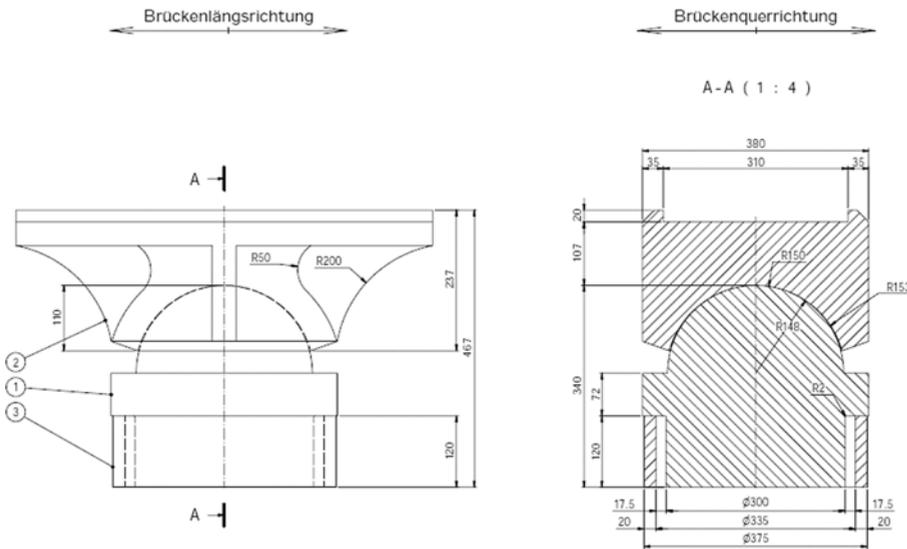
Für nachgebaute Lager der Pendelstützen (Bild 13) wurden besondere Lieferspezifikationen hinsichtlich der Stahlgüte und Oberflächenbeschaffenheit für gefräste Lagerteile aus dicken Blechen erforderlich. Die Zustimmung im Einzelfall wurde neben dem Erfordernis wegen Blechdickenüberschreitungen notwendig.

### An die Historie angelehnte Geländer (Erfordernis UiG)

Die ursprünglich geplante Nachnutzung von originalen Geländerteilen war wegen der starken Schädigungen nicht möglich. Ein nahezu gleicher Nachbau der historischen Geländer war aufgrund der horizontalen Holme und der nicht ausreichenden Geländerhöhe nicht reali-



**Bild 12** Pendelstütze mit aufgearbeitetem Lager und neuem Überbau (Quelle: DB AG)  
Existing column with with refurbished bearing and new superstructure



**Bild 13** Nachgebautes Stützenkopflager  
Replicated column head bearing

sierbar. Unter Berücksichtigung der heutigen Anforderungen und der Abstimmungen im Fachbeirat wurde nach der Herstellung von Musterstücken durch die Denkmalbehörden entschieden, die Geländerpfosten leicht gestreckt als Stahlgusselemente neu herzustellen und sich bei der Aufteilung der horizontalen Holme am historischen Vorbild anzulehnen. Die offenen Geländerfelder wurden mit Edelstahlnetzen geschlossen (Bild 14).

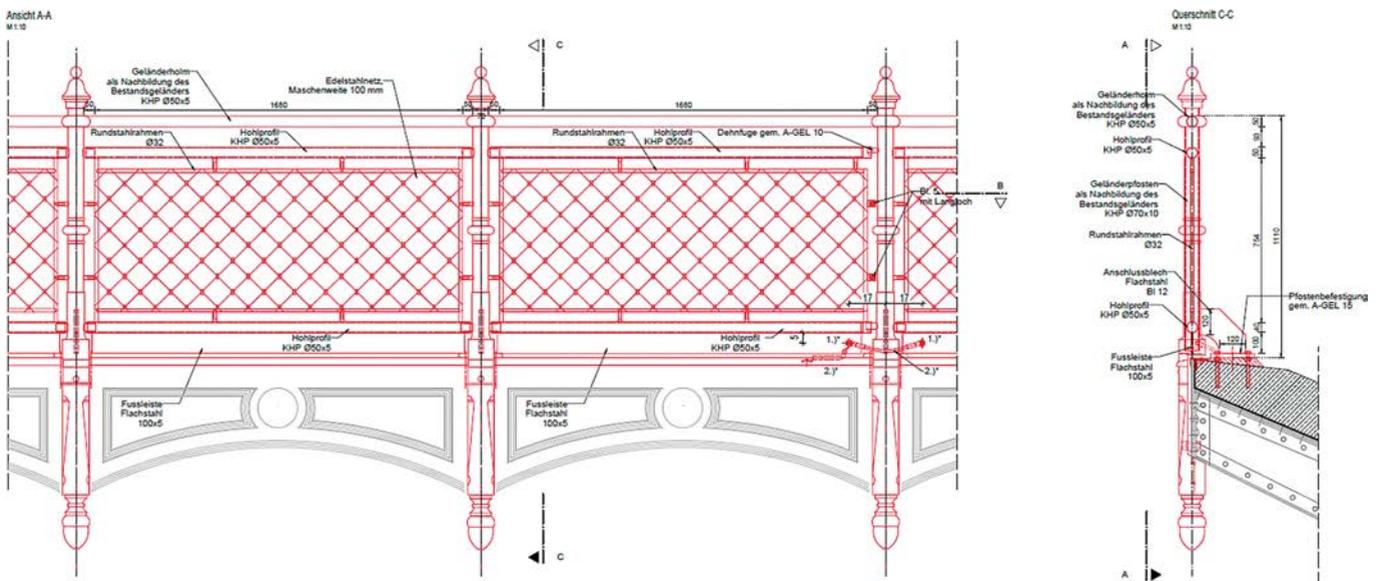
**Neue Niete (Erfordernis UiG und ZiE)**

Aus denkmalpflegerischen Gesichtspunkten wurden im Sichtbereich der Pendelstützenrahmen der beiden äußeren (zukünftig nicht mehr ermüdungsbeanspruchten), aber auch an den beiden inneren (weiterhin ermüdungsbeanspruchten) Überbauten neue Heißnietverbindungen hergestellt (Bild 15). Ein wesentlicher Punkt war hier die spezifische Arbeitsanweisung zum Fügeprozess sowie zur Prüfung der geschlagenen Nietverbindung. Nach dem

Entfernen der alten Niete waren die Löcher auf den nächstgrößeren Durchmesser, aber unter Beachtung der Rand- und Lochabstände der DIN EN 1993-1-8, aufzubohren. Der ausführende Betrieb musste über die Qualifikation für die Ausführungsklasse EXC3DB verfügen. Zur Qualitätskontrolle war eine Inspektionsanweisung mit geeigneten Prüfmethode und Prüfumfang zu erstellen.

Weitere Genehmigungen, z. B. für den Einbau eines Entgleisungsschutzes, da die aktuellen normativen Lastfälle für entgleiste Fahrzeuge nicht vom Bestand aufgenommen werden können (UiG und ZiE), oder eine modifizierte Fahrbahnübergangskonstruktion für Querfugen (UiG) sollen nur erwähnt werden.

Insgesamt wurden an diesem Bauwerk neun UiG, vier ZiE und zwei fachtechnische Stellungnahmen sowie div. weitere Abstimmungen mit der Fachstelle notwendig,



**Bild 14** Neues bahnlinkes Geländer  
New railing on the left side of the railway



**Bild 15** Schlagen neuer Niete  
Manufacturing of new rivets

um alle Aspekte des Bestandsbauwerks und der Ertüchtigungsplanung und -ausführung mit dem Regelwerk in Einklang zu bringen. Die insgesamt für die Instandsetzung bzw. die Kombination alter und neuer Bauteile des Bauwerks erforderlichen zusätzlichen Zustimmungen in Form von UiG bzw. ZiE waren damit sicherlich wesentlich umfangreicher als für Neubau nach aktuellem Regelwerk und bedurften deshalb einer zeitlich vorausschauenden Planung. Die Baumaßnahme zur Ertüchtigung des

Chemnitzer Viadukts zeigt aber, dass bei zielgerichtetem Wirken aller Beteiligten damit kein Ausschlusskriterium verbunden ist.

## 6 Bauliche Umsetzung

Bereits im Vorfeld wurde mit der Behelfsbrücke die Voraussetzung geschaffen, dass mit der Vergabe der Hauptbaumaßnahme am Viadukt ein zügiger Baubeginn möglich ist. Dadurch konnte bereits zwei Monate nach dem Zuschlagsschreiben im April 2022 mit dem Aushub alter Träger über der Annaberger Straße ein wichtiger Meilenstein erreicht werden, der im Vorfeld mit der Stadt Chemnitz und dem Straßebahnverkehrsunternehmen abgestimmt worden war. Trotz der Umsetzung der Maßnahmen zur Erlangung der UiG und ZiE und der Abwicklung der Baumaßnahmen unter „rollendem Rad“, was bedeutet, dass stets ein Überbau für die Aufrechterhaltung des Zugverkehrs zur Verfügung stehen muss und dadurch benachbarte Bauarbeiten stark eingeschränkt und reglementiert sind, konnte der zweigleisige Betrieb auf dem Chemnitzer Viadukt am 23. März 2024 nach nur zweijähriger Hauptbauzeit wieder aufgenommen werden.

## Literatur

- [1] DS 805 (1996) *Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken*. Frankfurt a. M.: DB Netz AG.
- [2] GMG Ingenieurpartnerschaft (2000) *Statische Nachrechnung Fachwerkbögen und Balkenbrücken nach DS 805 für den Lastenzug UIC 71*.
- [3] Quos, V.; Geißler, K.; Sedlacek, G.; Hensen, W. (2000) *Zum Restnutzungsdauernachweis für stählerne Eisenbahnbrücken*. Stahlbau 69, H. 1, S. 10–24. <https://doi.org/10.1002/stab.200000020>
- [4] GMG Ingenieurgesellschaft (2007) *Auswertung der Ergebnisse der Dauermessung an der Beckerbrücke in Chemnitz zur Verbesserung des Nachweises der Restnutzungsdauer*.
- [5] Stroetmann, R.; Christein, S.; Oertel, S.; Fuchs, A.; Schönberg, M. (2024) *Chemnitzer Viadukt – Technische Instandsetzung und Verstärkung eines Denkmals* in: Curbach, M.; Marx, S. [Hrsg.] *Tagungsband zum 33. Dresdner Brückenbausymposium*. TU Dresden, Institut für Massivbau. Dresden, 13./14. März 2024.
- [6] Mensinger, M. et al. (2022) *ZiE-Gutachten zur Beurteilung der Weiterverwendbarkeit der historischen Brückenlager Chemnitzer Viadukt, Statische Berechnungen, bruchmechanische Untersuchungen, Prüfung der Lager im ausgebauten Zustand*.

### Autor:innen

Dipl.-Ing. Dipl.-Kffr. Sandra Christein  
sandra.christein@deutschebahn.com  
DB AG  
Infrastrukturprojekte Südost  
Großer Brockhaus 1  
04103 Leipzig

Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler (Korrespondenzautor:in)  
ek-stahlbau@tu-berlin.de  
TU Berlin  
Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau  
Gustav-Meyer-Allee 25  
13355 Berlin

Dipl.-Ing. Matthias Schönberg  
Matthias-Roland.Schoenberg-extern@deutschebahn.com  
Arge PST im Auftrag der DB AG  
Infrastrukturprojekte Südost  
01069 Dresden

### Zitieren Sie diesen Beitrag

Christein, S.; Geißler, K.; Schönberg, M. (2024) *Ertüchtigungsplanung Chemnitzer Viadukt aus der Perspektive des Prüflingenieurs*. Bautechnik 101, H. 7, S. 404–414.  
<https://doi.org/10.1002/bate.202400037>

# Nachhaltiger Betrieb der Tunnelentwässerung ohne Schachtabdeckungen in der Fahrbahn

Eine gut geplante Entwässerungsanlage im Bereich des Straßenkörpers und der darin integrierten Ingenieurbauwerke trägt maßgeblich zur Verkehrssicherheit bei. Gleichzeitig reduziert eine geschickte Planung in Verbindung mit geeigneten Materialien und Konstruktionen langfristig die Unterhaltungskosten und sorgt so für einen reibungslosen Betrieb der Anlage. Die Wartungsfreundlichkeit des Systems hat einen großen Anteil an der Minimierung von Sperrzeiten für Reinigungs- und Instandsetzungsarbeiten. Gerade bei Tunnelbauwerken sorgen u. a. die Entwässerungssysteme regelmäßig für Sperrungen aufgrund von Wartung und Instandsetzung. Besonders im Bereich der permanent überfahrenen Kontrollschächte kommt es immer wieder zu Schäden, deren Behebung mitunter zu langen Sperrzeiten der Verkehrswege führt. Mit dem Einsatz eines modifizierten Tauchwandschachts am Fahrbahnrand – ohne Schachtdeckel in der Fahrbahn – sollen der Betrieb, die Unterhaltung der Entwässerungsleitung und die daraus resultierenden Kosten reduziert werden. In vorliegendem Beitrag werden der modifizierte Tauchwandschacht und dessen Vorteile für den Betrieb von Tunnelbauwerken vorgestellt.

**Stichworte** Tunnelentwässerung; Wartung von Tunnelanlagen; Betrieb von Tunneln

## Sustainable operation of tunnel drainage without shaft covers in the roadway

A well-planned drainage system for the road infrastructure and its integrated engineering structures contributes decisively to the traffic safety in road construction. Simultaneously, a carefully engineered drainage system in conjunction with suitable materials and constructions reduces the maintenance costs in the long term, thus ensuring a smooth operation of the system. The ease of cleaning of the system plays a major part in reducing road blocking time related associated to maintenance or repair works. In tunnels in particular, the drainage systems regularly cause closures precisely due to maintenance and repair works. Damages occur regularly, particularly in areas of permanent overrun of inspection shafts, and repairing them leads often to time-consuming road closures. In order to reduce the resulting costs to a minimum, the use of a modified baffle shaft at the edge of the carriageway should make it possible to operate and maintain the drainage pipe without a manhole cover in the carriageway. This article highlights the modified baffle shaft and its advantages for the operation of tunnels.

**Keywords** tunnel drainage; maintenance of tunnel systems; tunnel operation

## 1 Einleitung

Die Bauwerksentwässerung von Ingenieurbauwerken ist für die Dauerhaftigkeit und den Betrieb ebenso wichtig wie die richtige Wahl der eingesetzten Materialien im Tragwerk. Gerade bei Tunnelbauwerken wird an die Entwässerungsanlage eine Reihe von Anforderungen gestellt, da eine Vielzahl von unterschiedlichsten Wässern und anderen Flüssigkeiten aufgrund des geschlossenen Verkehrsraums schnell und schadensfrei abgeführt werden muss. Zu den im Tunnel anfallenden und abzuleitenden Flüssigkeiten zählen nach [1]:

- Bergwasser, soweit der Tunnel nicht druckwasserhaltend ausgebildet wird,
- Niederschlagswasser als Schlepplwasser, welches in den Tunnel eingetragen wird,
- Waschwasser im Zuge von Wartungsarbeiten,
- Löschwasser und
- andere Flüssigkeiten wie z. B. Mineralöle und Chemikalien, die aus dem Transportgut von Fahrzeugen oder Fahrzeughavarien stammen.

Hierbei sind i. d. R. die Berg- und Fahrbahnwässer getrennt abzuleiten. Durch diese Maßnahme soll – bei Austritt von Schadflüssigkeiten auf der Fahrbahn – eine Vermischung mit dem nicht kontaminierten Wasser verhindert werden. Die Fahrbahnwässer werden in eine Rückhalteeinrichtung geführt, um im Havarie- oder Schadensfall die anfallenden Flüssigkeiten sammeln und fachgerecht entsorgen zu können. Demzufolge sind bei der Planung der Tunnelentwässerung getrennte Systeme (Bergwasserdrainage, Fahrbahnentwässerung, Tragschichtdrainage) mit unterschiedlichen Anforderungen zu berücksichtigen.

Die Entwässerungsanlage der Tunnelfahrbahn besteht im Wesentlichen aus einer am tiefer liegenden Fahrbahnrand angeordneten Schlitzrinne, einer getrennten Tunnelängsentwässerungsleitung zum geschlossenen Transport der anfallenden Wässer, Kontrollschächten für Wartungs- und Reinigungsarbeiten sowie einer Rückhalteeinrichtung, die im Havarie- oder Schadensfall kontaminierte Flüssigkeiten auffangen soll.

Ein bedeutender Sicherheitsaspekt ist das Über- bzw. Hochschlagen von brennenden Flüssigkeiten, die über die Fahrbahntafel in die Schlitzrinne eingeleitet werden. Um dies zu verhindern, wird die Schlitzrinne nach maximal 50m durchgängiger Rinne abgeschottet und die gesammelten Wässer über einen Tauchwandschacht gemäß RiZ-ING T-Was 1 bzw. 9 oder Siphonierung gemäß RiZ-ING T-Was 2 bzw. 10 in die Sammelleitung abgeschlagen [2]. Hieraus begründet sich die Notwendigkeit einer getrennten und geschlossenen Transportleitung (Tunnellängsentwässerungsleitung), die im Bereich der Fahrbahn geführt wird.

Die für die Tunnellängsentwässerungsleitung notwendigen Spül- und Kontrollschächte sind aufgrund ihrer Lage in der Fahrbahn planmäßig überfahrbar und sorgen bei Bestandsbauwerken häufig für Schäden in der Fahrbahndecke und weiterführend zu hohen Betriebskosten.

Gemäß [3] sind die Schächte möglichst außerhalb der Fahrspuren anzuordnen, um ein direktes Befahren weitestgehend auszuschließen. Im Betrieb lässt sich das Überfahren der Schachtdeckel, z. B. beim Verlassen der Fahrspur, jedoch nicht gänzlich vermeiden, was zu einer Einschränkung der Verkehrssicherheit sowie der Nutzungsdauer der Fahrbahn führt. Auch die Anforderungen an die Schachtdeckel selbst – ihre tagwasserdichte und verriegelbare Ausführung – bringen in der Praxis größtenteils Probleme mit sich.

Je nach Verschmutzungsgrad der Tunnelanlage werden die Entwässerungsanlagen inkl. Kontroll- und Spülschächten ein- bis zweimal pro Betriebsjahr gereinigt (Bild 1). Bei den Verschraubungen der Deckel kommt es oft zu Schäden, da die Verschraubungsbolzen erfahrungsgemäß nur ungenügend gereinigt und gefettet werden. Beim Verschließen und Anziehen der Bolzen können Gewindeschäden entstehen. Oftmals ist ein kompletter Austausch des Rahmens die Folge, da die Verschraubung nicht mehr reparabel ist. Zudem sorgen die langen turnusmäßigen Abstände zwischen den Tunnelwartungen bei hoch frequentierten Bauwerken für eine starke Korrosion an den Schachtdeckeln, insbesondere wenn im



**Bild 1** Reinigungsarbeiten an der Tunnellängsleitung (Quelle: Jörg Mell/Hessen Mobil)  
Cleaning work on the tunnel's longitudinal pipeline

Zuge des Winterbetriebs Taumittel über das Schleppwasser an Fahrzeugen in das Bauwerk eingetragen werden. Die festgebackenen Schachtdeckel müssen dann gewaltsam geöffnet werden, was oftmals zu Ausbrüchen oder anderen Schäden am Schacht oder der Fahrbahn führt.

Ein weiteres beobachtetes Schadensbild ist der Abriss des Asphalts kreisförmig um den Schachtdeckel (Bild 2). Dieses Schadensbild ist häufig auf eine unsachgemäße Ausführung beim Einbau des Schachts zurückzuführen. Eine Verkippung des Schachtrings in Verbindung mit Setzungen um den Schachtring haben den Abriss des Asphalts zur Folge. Durch die Frost-Tausalz-Einwirkung, hauptsächlich in den Einfahrtsbereichen eines Tunnels, werden diese Schäden schnell größer. Eine umfangreiche Sanierung mit einhergehenden Sperrzeiten ist dann unumgänglich.

Die Erfahrungen von Hessen Mobil zeigen, dass bei Bestandstunneln allein durch Instandsetzungsarbeiten am Entwässerungssystem alle zehn bis 15 Jahre Kosten im unteren sechsstelligen Bereich pro 1000m Tunnelröhre entstehen können.

Diese Kosten kommen außerplanmäßig zu den jährlichen Betriebskosten hinzu und sorgen neben den Baukosten zu einem schwer zu beziffernden volkswirtschaftlichen Schaden (erhöhte Stauzeiten, Anstieg der CO<sub>2</sub>-Belastung), der auf lange Sperrzeiten der Verkehrsanlage zurückzuführen ist.

## 2 Bisherige Lösungen

Bei der in Deutschland geregelten Ausführungsvariante für die Straßentunnelentwässerung ist eine räumliche Trennung zwischen Schlitzrinne und Längsentwässerungsleitung vorgesehen. Dadurch werden Schachtbauwerke in der Fahrbahn notwendig. Im benachbarten Ausland gibt es nach österreichischem und Schweizer Vorbild



**Bild 2** Schäden im Bereich der Schachtdeckel (Quelle: Christian Bornschier/Hessen Mobil)  
Damages in the manhole cover area

bereits Systeme, die eine schachtdeckellose Fahrbahn möglich machen.

## 2.1 Regellösung für Straßentunnel in Deutschland

Die Regellösungen für die Entwässerung von Straßentunneln sind in den Regelwerken für den Brücken- und Ingenieurbau der Bundesfernstraßen aufgeführt [1–4]. Grundsätzlich werden die auf der Fahrbahn anfallenden Wässer über die Längs- und Querneigungen der Fahrbahn den am tiefer liegenden Fahrbahnrand installierten Schlitzrinnen zugeführt. Diese werden aus Brandschutzgründen maximal alle 50m abgeschottet und über Tauchwandschächte oder Siphonierungen einer geschlossenen Tunnelängsentwässerung zugeleitet. Ein Übergreifen der brennenden Flüssigkeit im weiteren Verlauf der Schlitzrinne wird ausgeschlossen. Die Funktion des Siphons bewirkt zusätzlich, dass der brennenden Flüssigkeit im Querschlag und der geschlossenen Längsentwässerungsleitung der Sauerstoff entzogen und das Feuer erstickt wird.

Die Flüssigkeiten werden über die Sammelleitung einer Rückhalteeinrichtung zugeführt, die im Havariefall planmäßig ein ausreichendes Rückstauvolumen zur Verfügung stellen muss. Die Entwässerungsanlage ist so auszuführen, dass die Tunnelentwässerung möglichst getrennt von der Strecken- bzw. Trogentwässerung angelegt ist.

In [4] wird explizit darauf hingewiesen, dass für den Betrieb der Tunnelanlage schon bei der Planung der Entwässerungseinrichtungen besonders auf die spätere Zugänglichkeit und Wartungsfreundlichkeit zu achten ist. Einlaufschächte sind so auszuführen, dass Kontrolle und Reinigung der Leitungen mit den üblichen Geräten zu betreiben sind. Diese Forderung kann für die Tunnelentwässerungsleitung nur durch die Anordnung von Schachtdeckeln sichergestellt werden. Somit ist bei dieser Lösung eine geschlossene Fahrbahnoberfläche ohne Einbauteile wie z. B. Schachtdeckel nicht realisierbar.

In [3] ist beschrieben, dass die Schachtdeckel und alle dazugehörigen Teile aus nicht rostendem Stahl der Werkstoff-Nr. 1.4571 auszuführen sind. Diese Festlegung wirkt den unter Abschn. 1 beschriebenen Schadensbildern entgegen. Eine korrosionsbedingte Anhaftung des Schacht-

deckels am Schachtring wird damit verhindert. Darauf lassen auch Praxisversuche an Bestandstunneln in der Baulast von Hessen Mobil schließen.

## 2.2 Österreichische Lösung

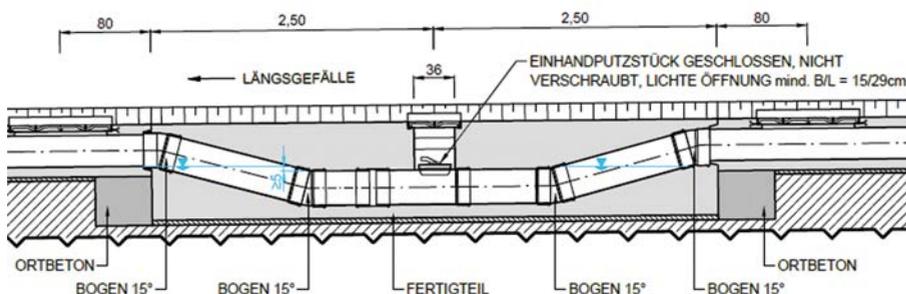
Bei österreichischen Straßentunneln wird das Fahrbahnwasser ebenfalls von anderen anfallenden Wässern, z. B. Bergwasser, getrennt. Für das Ableiten des Fahrbahnwassers werden Schlitzrinnen am tief liegenden Fahrbahnrand installiert. Allerdings sind in Ausnahmefällen Einlaufschächte (Einzelentwässerung) umsetzbar [5].

Im Gegensatz zu dem in Deutschland eingesetzten getrennten System aus Schlitzrinnen, alle 50m abgeschottet, und einer getrennt geführten Sammelleitung werden die Schlitzrinnen i. d. R. als kombiniertes Einzugs- und Ableitungssystem ohne Querausleitung zu einem gesonderten Fahrbahnwassersammler ausgeführt [5]. Dieses kombinierte System ermöglicht die Ausführung einer deckelloser Tunneln Fahrbahn.

Einen Durchschlag von brennbaren Schadflüssigkeiten stellt der Einsatz eines sog. Rohrdükers sicher (Bild 3). Die permanent mit Flüssigkeit gefüllte Dükerung verhindert, dass eine entzündete Flüssigkeit aus dem einen Rinnenabschnitt nicht in den nächsten Rinnenabschnitt übergreift.

Wie sich diese Systemlösung nach längeren Trockenzeiten verhält und ob noch ein ausreichender Füllstand in der Dükerung vorhanden ist, um einen Überschlag zu verhindern, wurde noch nicht untersucht. Generell gibt es keine Erfahrungen zum Brand- und Überschlagsverhalten brennbarer Flüssigkeiten in diesem System [6].

Die Spülung und Wartung der Entwässerungsanlage wird über zwei Revisionsöffnungen vor und hinter dem Rohrdüker sichergestellt. In der Mitte des Rohrdükers ist ebenfalls eine kleinere Reinigungsmöglichkeit vorhanden (Einhandputzstück). Die Schlitzrinnendeckel (Revisionsöffnung) sind i. d. R. nicht verschraubt und nicht verriegelt. Die Möglichkeit einer Verschraubung muss jedoch gegeben sein [6].



**Bild 3** Darstellung des Rohrdükers nach [5]  
Representation of the pipe culvert [5]

Der wesentliche Unterschied der österreichischen Lösung gegenüber der deutschen Variante ist also die gemeinsame Führung der Wässer in einem kombinierten Einzugs- und Ableitungssystem ohne Querausleitung. Dies entspricht nicht den Grundsätzen der in Deutschland eingeführten Regelwerke, da eine Trennung von Ableitungs- und Transportsystem aus Brandschutzgründen notwendig ist [1,3].

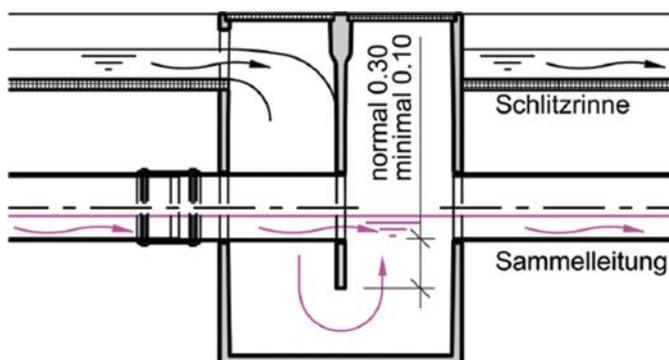
### 2.3 Schweizer Lösung

Gemäß [7] wird eine Entwässerungsanlage in Schweizer Straßentunneln nach dem gleichen Prinzip wie unter den Abschn. 2.1, 2.2 erläutert angelegt. Schlitzrinnen am tief liegenden Fahrbahnrand sollen eine rasche Ableitung von Flüssigkeiten sicherstellen, die über Längs- und Quergefälle von der Fahrbahn anfallen.

Die gefassten Flüssigkeiten werden aus Brandschutzgründen alle 50m über einen Siphonschacht abgeleitet und einer Sammelleitung zugeführt. Hierbei wird im Regelwerk explizit darauf hingewiesen, dass der Übergang in die Tunnellängsentwässerungsleitung so zu planen und auszuführen ist, dass kein Sauerstoff eindringen kann und entzündete Flüssigkeiten erstickt werden.

Der wesentliche Unterschied der Schweizer Entwässerung gegenüber der deutschen Variante ist der eingesetzte Siphonschacht (Bild 4). Dieser Schacht ist von der Größe so dimensioniert, dass die Schlitzrinne und die Tunnellängsleitung (Sammelleitung) kombiniert an diesen Schacht angeschlossen sind. Die Reinigung der Schlitzrinne und Tunnellängsleitung erfolgt ausschließlich über diesen Schacht. Somit sind bei dieser Variante keine zusätzlichen Schächte in der Fahrbahnmitte erforderlich.

Aufgrund der räumlich getrennten Lage beider Leitungen zueinander sowie der großen Reinigungs- und Wartungsöffnung von mindestens 600 mm × 600 mm sind die Abmessungen des Siphonschachts immens. Eine Verschraubung der Schachtabdeckungen ist bei diesem System generell vorzusehen.



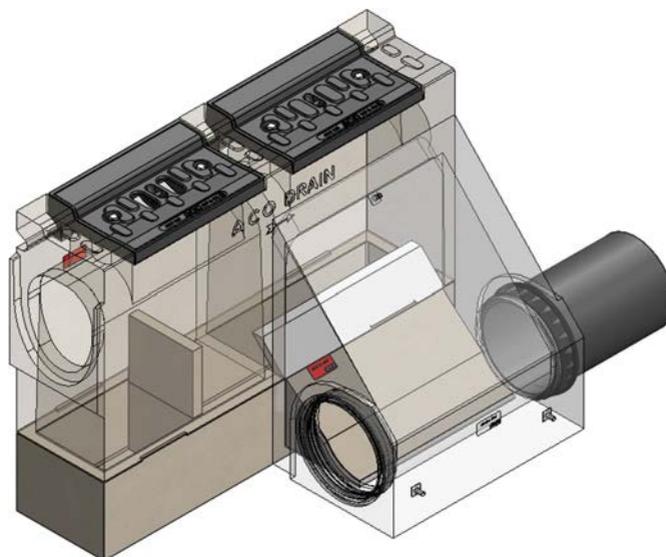
**Bild 4** Siphonschacht der Schweizer Entwässerungsanlage gemäß [7]  
Siphon shaft acc. to the Swiss drainage system acc. to [7]

### 3 Notwendigkeit eines alternativen Konzepts im Tunnelbau

Im Zuge eines Tunnelneubaus im Streckenabschnitt der Neubaustrecke BAB 44 zwischen Kassel und Herleshäusen wurde sich bereits während der Planungsphase mit den immer wiederkehrenden Problemen bei Entwässerungsanlagen von Bestandstunneln beschäftigt. Die Erfahrungen aus der turnusmäßigen Tunnelwartung und Bauwerksprüfung zeigen immer wieder die unter Abschn. 1 beschriebenen Schäden in der Fahrbahndecke und an der Verriegelung/Verschraubung der Deckel sowie das Anrosten der Deckel am Schachtrahmen.

Um diese Schadensbilder zu minimieren und so langfristig die Instandsetzungskosten über die gesamte Betriebsphase eines Tunnelbauwerks zu reduzieren, wurde nach alternativen Lösungsansätzen gesucht. Als Orientierung diente das schweizerische System, in dem zwar das Einzugs- und Ableitungs-system getrennt geführt wird, die Leitungen aber so weit kombiniert werden, dass auf Schachtabdeckung im Zuge der Fahrbahn komplett verzichtet werden kann. Dieses System sollte möglichst so modifiziert werden, dass die Vorgaben geltender deutscher Regelwerke eingehalten werden. Hierzu gehören neben der Trennung der Einzugs- und Ableitungsbereiche eine vorgeschaltete Sedimentierung im Tauchwandschacht sowie eine durchgängig gesicherte Ableitung der geforderten 100l/s auch im Übergang von Schlitzrinne zu Tunnellängsentwässerung.

Um diesen Ansatz adäquat umzusetzen, hat Hessen Mobil Kontakt zur ACO GmbH aufgenommen. Das Ergebnis dieser Zusammenarbeit ist ein modifizierter Tauchwandschacht analog der Schweizer Variante: der sog. Dreikammer-Tauchwandschacht (Bild 5) als Weiterentwicklung des schweizerischen Systems mit Anpassung der Schachtabmessungen und Integration einer vorgeschalteten Sedimentation.



**Bild 5** Dreikammer-Tauchwandschacht der Firma ACO GmbH  
Modified baffle shaft from ACO GmbH

Diese Lösung zur Entwässerung von Fahrbahnen wurde in drei weiteren Bauwerksentwürfen von Planungsprojekten, die durch Hessen Mobil betreut werden, umgesetzt und mit dem Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV) als Vorzugslösung abgestimmt. Hierfür wurde – aufgrund der fehlenden praktischen Erfahrungen in der Anwendung des Systems – eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) beantragt und genehmigt.

#### 4 Die schachtdeckellose Fahrbahn

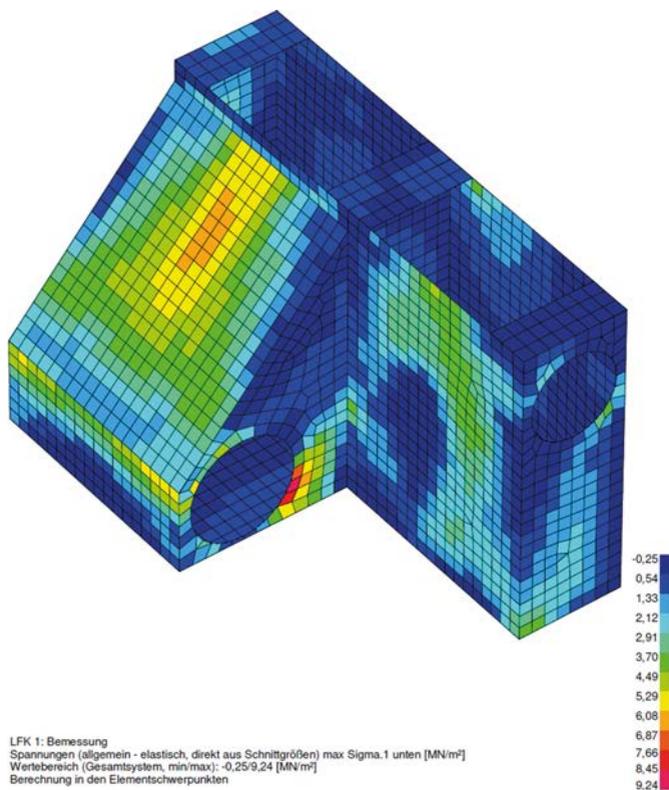
Die aufwendige Handhabung von nicht funktionierenden Schachtabdeckungen in der Fahrbahn sowie der hohe Aufwand an Personal bei der Wartung schafften den Bedarf dieses alternativen Lösungsansatzes. Die Option einer One-Point-Bedienung der Fahrbahntwässerung, analog dem Schweizer System, bildete die Ausgangslage.

Es gab einige Anläufe, bis das erste Anforderungsprofil für den deutschen Dreikammer-Tauchwandschacht konzipiert und die theoretische Funktionalität gemäß Regelwerk erfüllt war. Die kompakte Lösung musste noch den Praxisanforderungen gerecht werden. Es waren Nachweise zu liefern für: die Spülbarkeit und Reinigung von Schacht und Längsentwässerungsleitung, die Inspektion mittels Kamerabefahrung, die statische Überprüfung mithilfe der Finite-Elemente-Methode (Bild 6) und den Hydrauliktest von 100l/s.

Der Praxistest zur Wartung und Inspektion war erfolgreich (Bild 7), gleichwohl die ersten Erkenntnisse zu Optimierungen am Schacht führten. Die größte Herausforderung war hierbei, die sperrige Inspektionskamera über die Schachtoffnung in die Rohrleitung einzuführen. So wurde die Überfallkante aus der Schachtwand schräg in die zweite Kammer nach der Tauchwand gezogen, um einen optimaleren Zugang zum Leitungssystem zu generieren.

Mit der Beauftragung eines Wissens- und Technologietransferunternehmens konnte die Analyse zur Strömungssituation des Dreikammer-Tauchwandschachts für den Nachweis der geforderten 100l/s im 1:1-Praxistest erfolgen. Als Ergebnis konnte die Leistungsfähigkeit von 100l/s bei Rinne und Tauchwandschacht eindrucksvoll nachgewiesen werden. Die rechnerische Vorbemessung der Querschnitte im Tauchwandschacht mittels „Unvollkommener Abfluss unter Schütz“ wurde im Versuch bestätigt.

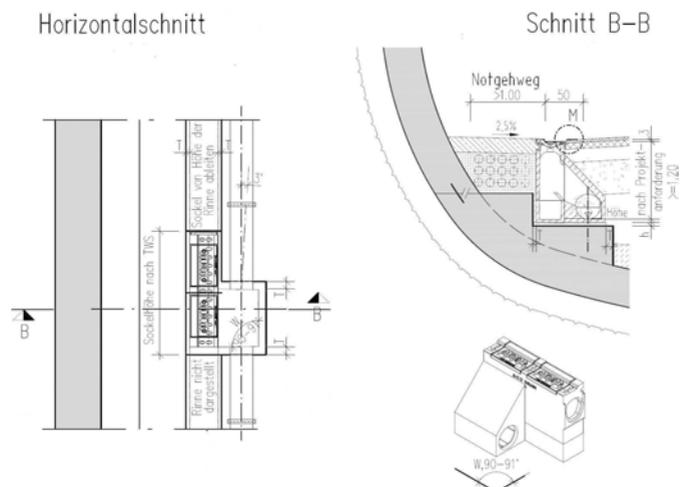
In Zusammenarbeit mit einem beauftragten Planungsbüro ist im nächsten Schritt eine Planungshilfe erarbeitet worden (Bild 8), um das Handling für den Einsatz des 3-K-TWS zu erleichtern. Hierbei wurde die Einbaubarkeit bei der bergmännischen und offenen Bauweise betrachtet. Der daraus resultierende Austausch von Erfahrungen mit Blick auf Planung und Produkt zeigte auf, dass bspw. ein Anschluss der Sickerleitungen oder Anpassungen im Anschluss der Längsentwässerungsleitung bei der offenen Bauweise notwendig werden. Ein weiterer Erkennt-



**Bild 6** Auszug aus der statischen Berechnung mit der Finite-Elemente-Methode der Firma ACO GmbH  
Excerpt from the static calculation using the finite element method from ACO GmbH



**Bild 7** Spülversuch und Kamerabefahrung des Dreikammer-Tauchwandschachts der Firma ACO GmbH  
Flushing test and camera inspection of the modified baffle shaft from ACO GmbH



**Bild 8** Auszug Planungshilfe der Firma ACO GmbH  
Extract from the planning support from ACO GmbH

nisgewinn hieraus ist die notwendige Verlegung der Längsentwässerungsleitung in Beton. Aufgrund der nah an der Entwässerungsrinne verlegten Leitung ist, durch mangelnden Verdichtungsraum, eine gleichmäßige Belastung im Fahrbahnaufbau nicht sichergestellt.

Ein Thema von zentraler Wichtigkeit ist, die Zugänglichkeit und Bedienfreundlichkeit dauerhaft zu sichern. Gussabdeckungen sind durch das besondere Klima im Tunnel und die fehlende Waschung vom Regen, insbesondere in den Wintermonaten bei dauerhaftem Streusalzeinsatz, einem stark beschleunigten Verschleiß ausgesetzt. Daher wird dieser kompakte Schacht mit Edelstahlabdeckungen ausgeführt. Erfahrungen mit ersten Rinnenabdeckungen aus Edelstahl zeigen: Nach vier Jahren ungeöffnet im Tunnelumfeld ist eine leichte und schnelle Bedienung gegeben, ganz ohne schweres Werkzeug. Die neuen Abdeckungen für Tauchwandschacht und Revisions Elemente werden ohne Schrauben ausgeführt. Die Sicherung der Edelstahlabdeckungen im Rahmen erfolgt mittels zweier Schraubvorreiber sowie einer Kunststoffarretierung plus eines mechanischen Unterhakens fahrbahnseitig im Rahmen.

## 5 Drainageleitung im Fahrbahnaufbau

Bei Tunnelquerschnitten mit geschlossener Sohle ist zur Ableitung evtl. anfallender Sickerwässer (z. B. von der Fahrbahn oder im Zuge der Nutzungsdauer undichter Bauwerksfugen) eine Drainageleitung im Tiefpunkt der Sohle vorzusehen [3]. In der Regellösung der ZTV-ING bzw. RiZ-ING soll diese Drainageleitung im Sohl tiefpunkt angeordnet und aus Reinigungs- und Inspektionsgründen alle 100 m an einen Schacht der Tunnel längsentwässerung angeschlossen werden.

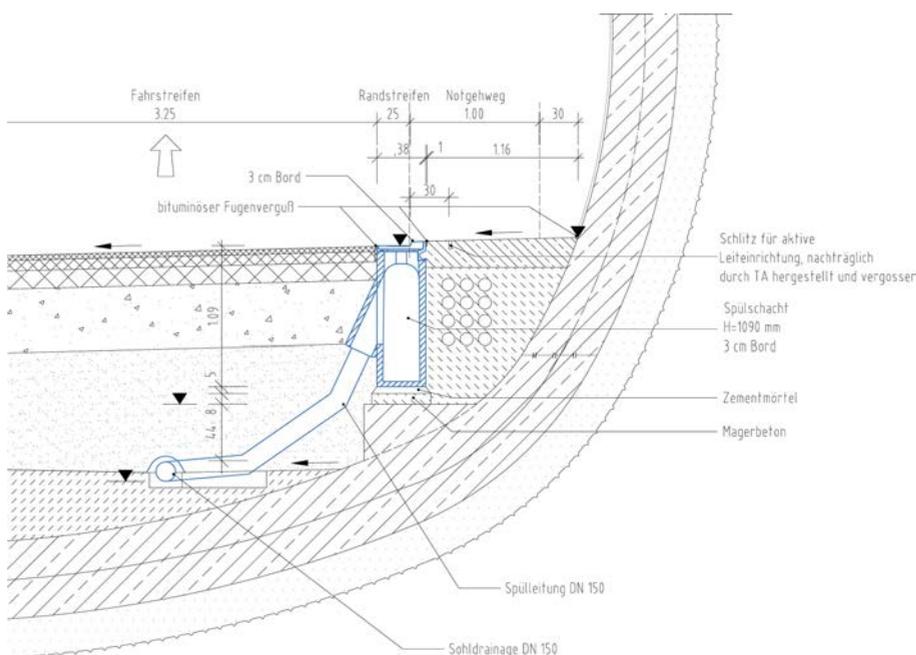
Mit dem Wegfall der Schächte auf der Fahrbahn ist der Anschluss nicht mehr ausführbar. Um dennoch eine Wartungs- und Reinigungsmöglichkeit zu schaffen, werden am hoch liegenden Fahrbahnrand entsprechende Spülschächte angelegt (Bild 9).

So wird sichergestellt, dass im Tunnelbereich für die Fahrbahndecke keine zusätzlichen Schachtbauwerke notwendig werden. Liegen Sohl tiefpunkt und Fahrbahntwässerung in einem günstigen Höhen- und Lageverhältnis zueinander, kann ein direkter Anschluss an den Dreikammer-Tauchwandschacht ebenfalls erfolgen. Auf den Einbau von zusätzlichen Spülschächten kann in diesem Fall verzichtet werden.

## 6 Fazit und Ausblick

Die hier vorgestellte Fahrbahntwässerung vereint die Vorteile der deckellosen Fahrbahn, wie sie in österreichischen und schweizerischen Straßentunneln erfolgreich eingesetzt wird, mit den Regelwerken für den Brücken- und Ingenieurbau der Bundesfernstraßen in Deutschland. Im nächsten Schritt soll diese Bauweise als Regelbauweise etabliert werden, sodass keine Zustimmung im Einzelfall ausgesprochen werden muss.

Gerade mit Blick auf die bekannten Schadensbilder im Bereich der Tunnel fahrbahn verspricht man sich Einsparungen in Bezug auf Instandsetzungskosten über die gesamte Betriebsphase der Verkehrsanlage. Die höheren Baukosten dieser Variante amortisieren sich über die geringeren Betriebskosten, sodass der Dreikammer-Tauchwandschacht über die gesamte Nutzungsphase eines Bauwerks die wirtschaftlichere Variante darstellt.



**Bild 9** Drainagespülschacht gemäß [8]  
Drainage flushing shaft acc. to [8]

Darüber hinaus soll bei den turnusmäßigen Spül- und Reinigungsarbeiten im Zuge der Wartung eine Zeiterparnis erzielt werden. Durch den Dreikammer-Tauchwandschacht entfällt das Umsetzen des Spül- und Saugfahrzeugs. Die Reinigung der Schlitzrinnen- und Längsleitungsabschnitte erfolgt von einem Standort aus (One-Point-Bedienung). Zudem entfällt die Reinigung der Querleitung zwischen Schlitzrinne und Tunnellängsentwässerung. Diese Erkenntnis stützt sich auch auf die vom Hersteller ACO GmbH durchgeführten Spülversuche [9] mit den am Markt gängigen Spülgarnituren (Bild 7).

Wie sich der neu entwickelte Schacht in der Einbauphase und später im Betrieb des Bauwerks handhaben lässt, wird sich spätestens während der Bauausführung der beiden bergmännischen Tunnel im Zuge des Neubaus der B 38 Ortsumgehung Mörlenbach zeigen [8]. Die Umsetzung der Gesamtmaßnahme läuft aktuell, sodass mit ersten Erfahrungen in der praktischen Anwendung Ende 2027 zu rechnen ist.

## Literatur

- [1] RE-ING (2023) *Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten – Teil 3*. Bonn: BMDV. Ausgabe März 2023.
- [2] RiZ-ING (2023) *Richtzeichnungen für Ingenieurbauten*. Bonn: BMDV. Ausgabe Dezember 2023.
- [3] ZTV-ING (2023) *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten – Teil 7*. Bonn: BMDV. Ausgabe Dezember 2023.
- [4] EABT-80/100 (2019) *Empfehlungen für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln mit einer Planungsgeschwindigkeit von 80 km/h oder 100 km/h*. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen.
- [5] Technische Richtlinie 800.500.1000 (2022) *Planungshandbuch Tunnel-Bau*. Wien: ASFiNAG.
- [6] BAST (o.J.) *Erfahrungsabfrage ASFINAG zur durchgehenden Schlitzrinne ohne Sammelleitung*. Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach.
- [7] ASTRA (2024) *Fachhandbuch T/G (Tunnel/Geotechnik), V5.22*. Ittigen: Bundesamt für Strassen. Ausgabe 1. Januar 2024.
- [8] Entwurfsplanung – Planungsprojekt B38 OU Mörlenbach TU Kasselhöhe und TU Berkersklamm. Hessen Mobil, Straßen- und Verkehrsmanagement, Wiesbaden/Arbeitsgemeinschaft Schüßler Plan/IB Maidl & Maidl, Frankfurt am Main.
- [9] ACO Tiefbau Vertrieb GmbH (o.J.) *Auswertung Versuchsaufbau „Spülversuch, Kamerabefahrung ACO 3-Kammer-Tauchwandschacht“*. ACO Tiefbau Vertrieb GmbH, Hamburg.

### Autor:innen

Dipl.-Ing. (FH) Christian Bornschier (Korrespondenzautor:in)  
christian.bornschier@mobil.hessen.de  
Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement  
Schillerstraße 8  
36043 Fulda

Dipl.-Ing. (FH) Torsten Klehm, MBA  
torsten.klehm@aco.com  
ACO GmbH  
Am Ahlmannkai  
24782 Büdelsdorf

Dipl.-Ing. Andreas Ranft  
andreas.ranft@mobil.hessen.de  
Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement  
Schillerstraße 8  
36043 Fulda

### Zitieren Sie diesen Beitrag

Bornschier, C.; Klehm, T.; Ranft, A. (2024) *Nachhaltiger Betrieb der Tunnelentwässerung ohne Schachtabdeckungen in der Fahrbahn*. Bautechnik 101, H. 7, S. 415–421.  
<https://doi.org/10.1002/bate.202400035>

# Baugruben im Grundwasser – Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB)

Zur Verabschiedung von Bernhard Odenwald in den Ruhestand im Rahmen des Kolloquiums Geohydraulische Aspekte bei Baumaßnahmen des Verkehrswasserbaus (BAW, 16./17. Mai 2023)

Der Beitrag behandelt die Entwicklung der Sicherheitsnachweise bei Baugruben im Grundwasser von den Anfängen Ende der 1960er-Jahre bis heute. Maßgebendes Regelwerk sind die Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB), mittlerweile mit der 6. Auflage. Eingegangen wird nicht nur auf die EAB selbst, sondern auch auf die maßgebende Literatur.

**Stichworte** Baugruben im Grundwasser; Sicherheitsnachweise; geschichtliche Entwicklung; Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben (EAB)

## Consideration of groundwater in the recommendations on excavations (EAB)

In the paper the development of the investigation of safety for excavations in groundwater is described from the beginning in the 1960s up to now. The decisive standard are the recommendations on excavations (EAB), meanwhile in the 6<sup>th</sup> edition. In the contribution not only the recommendations itself are discussed, but also the underlying scientific research work.

**Keywords** excavations in groundwater; investigation of safety; historical development; recommendations on excavations (EAB)

## 1 Einführung

Weiche Böden und Grundwasser sind die größten Herausforderungen bei der Planung und der Ausführung von Baugruben. Baugruben im Grundwasser werden mit Ausnahme des Sonderfalls, wenn der Grundwasserspiegel nur bis zu 2,00m oberhalb der Baugrubensohle ansteht, durchgängig der Geotechnischen Kategorie GK3 zugeordnet, wie der Auszug aus dem Anhang A5 der EAB, 6. Auflage [1] in Tab. 1 zeigt. Kriterien sind u. a.:

- eine Umströmung des Wandfußes
- Anisotropie in der Durchlässigkeit
- verankerte Unterwasserbetonsohlen und tiefliegende Dichtsohlen
- Ankerkopf unterhalb des Grundwasserspiegels

Die Geotechnische Kategorie GK3 hat einen wesentlichen Einfluss auf die Baugrunderkundung, die Planung

sowie die Bauausführung und bringt erhebliche Zusatzmaßnahmen mit sich. Unter anderem wird in EB 31, Abschnitt 15.1, Kapitel 15 der 6. Auflage der EAB [1] die Erarbeitung und Umsetzung eines geeigneten Messkonzepts gefordert. Der Mehraufwand bedeutet höhere Kosten. Gleichzeitig erhöht sich aber die Sicherheit und das Risiko von Schäden reduziert sich erheblich. Die Geotechnischen Kategorien und die damit verbundenen Maßnahmen sind folglich ein integraler Bestandteil der Sicherheit und ergänzen die rechnerischen Sicherheiten z. B. in den Rechenmodellen. Wird auf diesen Mehraufwand verzichtet, sind zumindest die Wege für Schäden vorgezeichnet.

Der Arbeitskreis „Baugruben“ unter Vorsitz von Anton Weißenbach war sich von Anfang an der besonderen Herausforderungen bei Baugruben im Grundwasser bewusst und hat sich frühzeitig dieses Themas angenommen. Der vorliegende Beitrag beschäftigt sich mit der

**Tab. 1** Kriterien für die Geotechnische Kategorie GK3 bei Baugruben im Grundwasser nach Anhang A5 der 6. Auflage EAB [1]  
Criteria for the geotechnical category GK3 for excavations in groundwater acc. to Annex A5 of the 6<sup>th</sup> edition EAB [1]

Grundwasser	> 2,0m oberhalb der Baugrubensohle Umströmung der Baugrubenwände horizontale/vertikale Durchlässigkeit > 3,0 setzungsweiche Böden im Einflussbereich der Grundwasserabsenkung
Baugrubenwand	umströmte Baugrubenwände
Dichtsohle	verankerte Unterwasserbeton- und Bodenverfestigungssohlen tiefliegende Dichtsohlen
Verankerung der Baugrubenwände	Lage des Kopfs der Verankerung unterhalb des Grundwasserspiegels
Verankerung der Sohle	alle Arten von Sohlverankerungen

Entwicklung der Empfehlungen von der 1. bis zur aktuellen 6. Auflage und beinhaltet auch die Anfänge. Am Schluss wird noch kurz auf den aktuellen Stand bei Baugruben in den vorliegenden Entwürfen zum Eurocode 7 eingegangen.

## 2 Anfänge, 1. bis 3. Auflage der EAB

Die 1. Auflage der EAB wurde 1980 herausgegeben und fasste die seit 1968 in der Zeitschrift *Bautechnik* erschienen Entwürfe zu verschiedenen Themen in einem Band zusammen ([2], Vorwort zur 1. Auflage EAB). Baugruben im Wasser wurden nicht aufgenommen, aber es findet sich ein Hinweis unter „Weiteres Arbeitsprogramm“ zu dieser Fragestellung. Bereits vor Erscheinen der 1. Auflage wird das Thema von Weißenbach im Ergänzungsband zum Grundbau-Taschenbuch 1971 unter Kapitel 7 „Baugrubensicherung“ [3] lehrbuchartig und praktisch umfassend behandelt. Im Abschnitt 7.5.6 „Baugruben im Wasser“ finden sich die wesentlichen Grundsätze, die auch später in die EAB aufgenommen wurden (Weißenbach, Grundbau-Taschenbuch, Teil 2,3. Auflage [4]).

In der 2. [5] sowie der 3. Auflage der EAB [6] werden praktisch alle relevanten Fragestellungen zu Baugruben im Wasser durch die Regelungen EB 58 bis EB 66 in neun Abschnitten erfasst. Wesentliche Unterscheidungsmerkmale sind (EB 58):

- Baugruben in offenen Gewässern
- Baugruben ohne Umströmung, z. B. bei Betonsohlen oder tief liegenden Dichtsohlen
- Baugruben mit Umströmung des Wandfußes

EB 59, Abschnitt 10.2, behandelt die Eigenschaften und die Auswirkungen von Strömungskräften, damalige Bezeichnung: Strömungsdruck. Zum Beispiel erhöht sich bei einer vertikalen Strömung von oben nach unten im Vergleich zum hydrostatischen Fall die Wichte um den Betrag  $\Delta\gamma' = i \cdot \gamma_w$ , wobei  $i$  den Gradienten und  $\gamma_w$  die Wichte von Wasser bezeichnet. Bei einer Strömung von unten nach oben verringert sich die Wichte entsprechend.

Damit einher gehen eine Erhöhung des aktiven Erddrucks und eine Verringerung des passiven Erddrucks.

Bild 1 zeigt die Auswirkungen auf die Wasserdruck- und die Erddruckverteilung bei einer vertikalen Umströmung, die in EB 63, Abschnitt 10.6, behandelt werden. Bild 1, das Bild EB 63-2 entspricht, wurde bis auf redaktionelle Anpassungen unverändert von der 1. bis zur 6. Auflage beibehalten. Im Grenzfall bei  $i_p = 1$  wird die effektive Spannung zu null und das Fußauflager ist unwirksam.

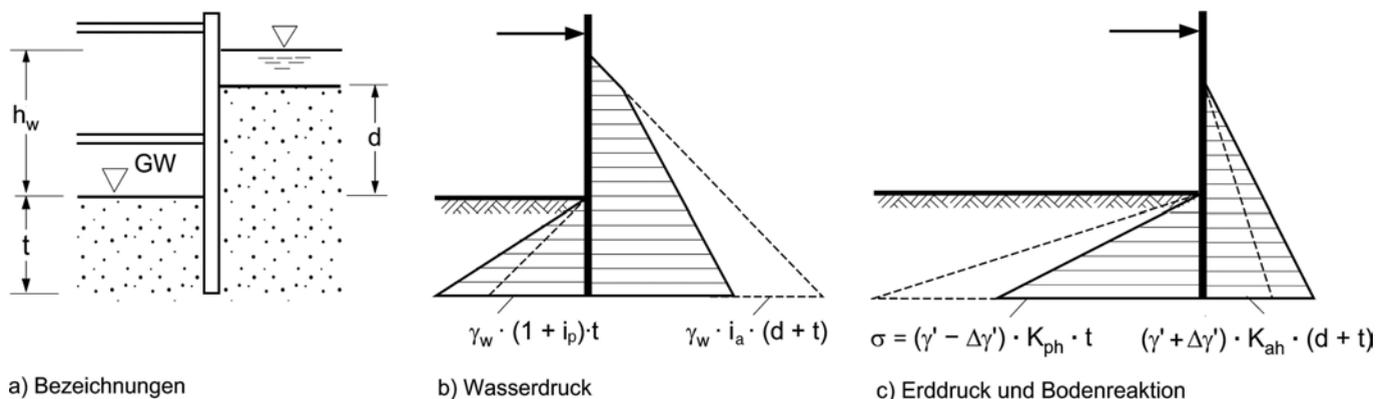
EB 59 geht auch auf grundsätzliche Eigenschaften von Strömungsnetzen ein:

- Bei homogenem Boden sind die Strömungskräfte unabhängig von dem Durchlässigkeitsbeiwert.
- Bei Schichtung konzentriert sich der Potentialabbau auf die weniger durchlässigen Schichten.
- Bei schmalen Baugruben können sich die Strömungskräfte innerhalb der Baugrube erhöhen.
- Unterschiedliche Durchlässigkeiten in horizontaler und in vertikaler Richtung können ebenfalls die Strömungskräfte beeinflussen.

Weitere Auswirkungen einer überwiegend vertikal nach oben gerichteten Strömung sind hydraulischer Grundbruch und Erosionserscheinungen. Ein hydraulischer Grundbruch tritt dann ein, wenn die nach oben gerichteten Strömungskräfte  $S$  so groß werden wie die Gewichtskräfte  $G'$  unter Auftrieb des betrachteten Bruchkörpers und der Boden gewichtlos wird. Zusätzliche seitliche haltende Kräfte werden i. d. R. nicht berücksichtigt (Hettler [7]).

In EB 61, Abschnitt 10.4, Absatz 4, wird zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch der Ansatz von Terzaghi (Gl. (1))

$$\eta_i = \frac{G'}{S} \quad (1)$$



**Bild 1** Wasserdruck, aktiver Erddruck und Erdwiderstand bei einer umströmten Baugrubenwand im Wasser (vereinfachte Darstellung): a) Bezeichnungen, b) Wasserdruck, c) aktiver Erddruck und Erdwiderstand (Hinweis: entspricht Bild EB 63-2)  
Water pressure, active earth pressure and earth resistance for an excavation wall with groundwaterflow (simplified representation): a) symbols, b) water pressure, c) active earth pressure and earth resistance (corresponding to fig. EB 63-2)

mit einem rechteckigen Bodenkörper vorgeschlagen. Die Sicherheit  $\eta_i$  soll bei Kies, Kiessand und mindestens miteldichtem Feinsand sowie bei mindestens steifen tonigen Böden mindestens 1,5 betragen. Die erhöhte Sicherheit  $\geq 2$  bei locker gelagertem Sand sowie bei Feinsand und Schluff soll dem Umstand Rechnung tragen, dass diese Böden zu rückschreitender Erosion neigen. In EB 61, Absatz 2, wird auf die bahnbrechenden Arbeiten von Davidenkoff und Franke [8,9] an der BAW zur räumlichen Wirkung, z. B. bei runden oder rechteckigen Baugruben, hingewiesen.

Beim Nachweis der Auftriebssicherheit von verankerten Betonsohlen sei auf einige Besonderheiten hingewiesen. Nach EB 62, Abschnitt 10.5, ist der Nachweis in Anlehnung an DIN 1054 sowohl nach dem Ansatz

$$A \leq \frac{G}{\eta_G} + \frac{Z}{\eta_Z} + \frac{R}{\eta_R} \quad (2)$$

unter Berücksichtigung der Zugglieder als auch nach dem Ansatz

$$A \leq \frac{G}{\eta_G} + \frac{G_E}{\eta_{GE}} + \frac{R}{\eta_R} \quad (3)$$

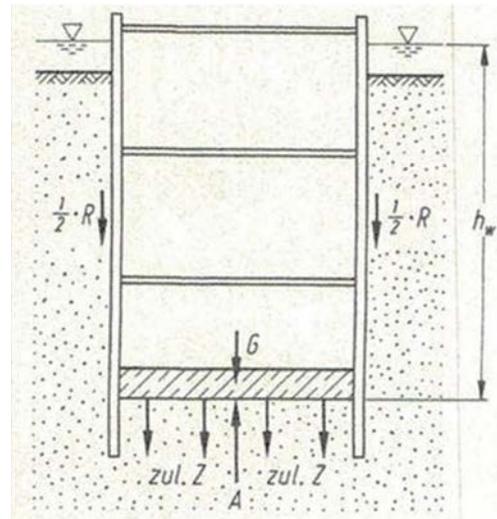
unter Berücksichtigung des angehängten Erdkörpers zu erbringen. Dabei bedeutet:

- $A$  Auftriebskraft
- $G$  Eigenlast der Baugrubenkonstruktion, der annähernd undurchlässigen Schicht und ggf. des darüberliegenden Bodens
- $Z_g$  Summe der Grenzlasten von Zugpfählen oder Verpressankern
- $G_E$  Eigenlast des von der Verankerung erfassten Bodens
- $R$  Summe der wirksamen Reibungskräfte
- $\eta_G$  Sicherheitsbeiwert für Eigenlast
- $\eta_Z$  Sicherheitsbeiwert für Zugkräfte
- $\eta_{GE}$  Sicherheitsbeiwert für die von der Verankerung erfasste Bodenlast
- $\eta_R$  Sicherheitsbeiwert für Reibungskräfte

Hierzu siehe Bild 2.

Auch ohne Untersuchungen auf statistischer Grundlage werden die Sicherheitsbeiwerte unterschiedlich gewählt. Bei Größen, die kaum Streuungen aufweisen, sind die Werte relativ gering, wie z. B. beim Gewicht des Bodens mit  $\eta_G = 1,1$ , und bei Widerständen mit großer Streubreite, wie z. B. bei Zugpfählen mit  $\eta_Z = 2$ , relativ hoch. Beim Gewicht des angehängten Bodenkörpers ist beim Sicherheitsbeiwert  $\eta_{GE} = 1,4$  noch die Modellunsicherheit berücksichtigt. Es sei darauf hingewiesen, dass zur Vereinfachung nicht auf die Differenzierung bei unterschiedlichen Lastfällen eingegangen wird.

Eine weitere Besonderheit sind die Abminderungen beim Ansatz der Boden- und der Betonwichten. Hierbei



**Bild 2** Ansatz der Kräfte beim Nachweis der Auftriebssicherheit für rückerankerte Betonsohlen in Anlehnung an Bild EB 62-1  
Forces for investigations of uplift in case of an anchored underwater concrete base corresponding to fig. EB 62-1

wird die erst viel später eingeführte Forderung berücksichtigt, dass bei günstigen Einwirkungen untere charakteristische Werte anzusetzen sind.

Als Baustein zur Gewährleistung von Sicherheit werden in EB 66, Abschnitt 10.9, zusätzlich zu den Messungen in Kapitel 12 Überwachungsmaßnahmen vorgeschlagen, die insbesondere bei Baugruben greifen, wenn die Standsicherheit bei einem Ausfall von Wasserhaltungsmaßnahmen gefährdet ist.

Die Gln. (2),(3) wurden vom Grundsatz her bis zur 6. Auflage beibehalten, mussten jedoch an das Teilsicherheitskonzept angepasst werden (Hettler/Morgen [10], Kinzler/Morgen [11]).

### 3 EAB-100 und die 4. Auflage der EAB

Nach mehr als zehnjähriger Diskussion wurden im April 1996 in Form des nationalen Anwendungsdokuments mit der DIN V ENV 1997-1 und der DIN V 1054-100 zwei Vorschläge für die Anwendung des neuen Teilsicherheitskonzepts als Vornormen veröffentlicht. Aufgrund der vielen Ungereimtheiten und Unverträglichkeiten wurde vom Arbeitskreis „Baugruben“ parallel die EAB-100 [12] erarbeitet mit dem Ziel, der Praxis ein nachvollziehbares Regelwerk zur Erprobung der beiden Varianten

- nach DIN V ENV 1997-1 bzw.
- nach DIN V 1054-100

zur Verfügung zu stellen. Einzelheiten siehe Vorwort von Weißenbach zur EAB-100 [12]. Insofern sind in der EAB-100 konsequent die beiden Ansätze umgesetzt. Dies betrifft auch das Kapitel „Baugruben im Wasser“. Insbesondere werden die Unterschiede beim Nachweis der Sicherheit gegen Auftrieb deutlich. Beim Nachweis

der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch führen beide Varianten zum selben Ergebnis.

Nach einer Diskussions- und Konsolidierungsphase wurde erreicht, dass die Vorschläge der neuen DIN 1054 als eine von drei zulässigen Varianten in die EN 1997-1 aufgenommen wurde. Die 4. Auflage der EAB [13], die 2006 vorgelegt wurde, stützt sich voll auf die damals neue DIN 1054. Wesentliches Merkmal ist, dass die Berechnungen mit charakteristischen Größen durchgeführt und die Teilsicherheitsbeiwerte auf charakteristische Beanspruchungen und Widerstände angewendet werden. Ein wichtiger Punkt beim Teilsicherheitskonzept ist, dass die Teilsicherheitsbeiwerte durch Kalibrierung an den globalen Sicherheitsbeiwerten festgelegt wurden und nicht, wie ab und zu behauptet, auf statistischer Grundlage.

Die Vorgehensweise auf Grundlage des Teilsicherheitskonzepts wird im Folgenden am Beispiel des Nachweises der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erläutert (EB 61, Abschnitt 10.4, Absatz 4, 4. Auflage der EAB [13]).

Nach dem neuen Sicherheitskonzept wirken beim hydraulischen Grundbruch keine Bodenwiderstände mit, sondern nur Einwirkungen: die Strömungskraft als ungünstige ständige Einwirkung, die Eigenlast des Bodens als günstige ständige Einwirkung. Der hydraulische Grundbruch ist als Versagen infolge des Verlusts des Gleichgewichts dem Grenzzustand GZ 1A zugeordnet. Um eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch zu erreichen, ist bei homogenem Boden nachzuweisen, dass die Bedingung (Gl. (4))

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G, \text{stb}} \quad (4)$$

erfüllt ist. Dabei ist:

- $S'_k$  charakteristische Strömungskraft innerhalb des durchströmten Bodenkörpers
- $\gamma_H$  Teilsicherheitsbeiwert für die Strömungskraft bei günstigem bzw. ungünstigem Untergrund im Grenzzustand GZ 1A nach Tabelle 6.1 im Anhang A 6
- $G'_k$  charakteristische Eigenlast des durchströmten Bodenkörpers unter Auftrieb
- $\gamma_{G, \text{stb}}$  Teilsicherheitsbeiwert für günstige ständige Einwirkungen im Grenzzustand GZ 1A nach Tabelle 6.1 im Anhang A 6

Wie schon in der vorherigen Auflage wird i. d. R. ein rechteckiger Bodenkörper nach Terzaghi/Peck [14] angesetzt.

Zu den Teilsicherheitsbeiwerten ist anzumerken, dass in der 4. Auflage durch ein Versehen das Sicherheitsniveau leicht abgesenkt wurde. Zum Beispiel ergibt sich nach Tabelle A 6 der 4. Auflage für den Lastfall LF1 mit  $\gamma_{G, \text{stb}} = 0,95$  und  $\gamma_H = 1,35$  bei günstigem Untergrund nur noch eine globale Sicherheit von

$\eta = 1,35/0,95 = 1,42$ . Nachdem der Fehler bemerkt worden war, wurde zunächst in der Änderung A2 zur DIN 1054 vom November 2018 und danach in der 6. Auflage der EAB (2021) eine Anpassung durchgeführt, und mit  $\gamma_{G, \text{stb}} = 0,95$  sowie mit  $\gamma_H = 1,45$  bei günstigem Untergrund wird mit  $\eta = 1,45/0,95 = 1,52$  wieder das alte, bewährte Sicherheitsniveau eingehalten (Hettler et al. [15]).

Neben der Umsetzung des Teilsicherheitskonzepts und einer ausgiebigen Überarbeitung der EB 62, Abschnitt 10.5 „Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen“ sowie einer Ergänzung in EB 63 wurden alle Regelungen aus den Vorgängerausgaben in der 4. Auflage der EAB grundlegend überprüft und ergänzt.

#### 4 5. und 6. Auflage der EAB

Mit der bauaufsichtlichen Einführung der DIN EN 1997-1:2009 in Verbindung mit dem Nationalen Anhang DIN 1997-1/NA:2010-12 und den ergänzenden Regelungen der DIN 1054:2010-12 wurde eine Anpassung der 4. Auflage der EAB von 2006 erforderlich und in der 5. Auflage 2012 [16] umgesetzt. Die Änderungen in der 5. Auflage waren verhältnismäßig gering, und die meisten der seit Jahren bewährten Regelungen konnten erhalten bleiben, weil sich die Sicherheitsphilosophie gegenüber der 4. Auflage vom Grundsatz her nicht geändert hatte.

Wesentlich überarbeitet wurde dagegen das Kapitel 10 „Baugruben im Wasser“. Auslöser waren verschiedene Schadensfälle. Mit der 5. Auflage muss der Planer ausführlicher als zuvor z. B. auf Risiken aus Erosionsvorgängen, Anisotropie in der Durchlässigkeit und hydraulischen Grundbruch eingehen (Hettler [7], Odenwald/Herten [17], Mittag/Richter [18], Ziegler/Aulbach [19]). Als wesentliches Hilfsmittel für den Planer wurden in Anlehnung an das Handbuch Eurocode 7, Band 1 erweiterte Kriterien für die Einstufung von Baugruben in die Geotechnischen Kategorien ausgearbeitet (EB 106, Abschnitt 1.6, Absatz 3). Für Baugruben im Wasser sind demzufolge praktisch alle Fälle der Geotechnischen Kategorie GK3 zuzuordnen (Abschn. 1).

Wesentliche Änderungen in der 2021 vorgestellten 6. Auflage der EAB [1] betreffen die Tragfähigkeit von Spundwänden und Trägerbohlwänden, die Straffung des Kapitels 12 „Weiche Böden“ und das neue Kapitel „Unterfangungen“. Das Kapitel 10 „Baugruben im Wasser“ wurde redaktionell überarbeitet, blieb aber ansonsten unverändert.

#### 5 Weitere Hinweise

Nach aktuellem Stand soll der zukünftige Eurocode 7, EN 1997 durch CEN im August 2024 und auf nationaler Ebene spätestens bis zum 30. September 2027 veröffent-

licht werden ( Moormann [20]). Bis dahin soll auch die dazugehörige 7. Auflage der EAB erstellt werden. Anhand der aktuell vorliegenden Entwürfe zeichnet sich ab, dass in Deutschland für Stützbauwerke der sog. Resistance Factor Approach (RFA) in Verbindung mit Verification Case VC4 angewendet werden darf. RFA-VC4 entspricht im Wesentlichen dem aktuellen Sicherheitsnachweis DA2\*. Somit sind bei den Standsicherheitsnachweisen keine grundsätzlichen Änderungen zu erwarten. Nach vielen Kommentaren ist es auch gelungen, dass zukünftig in Deutschland weiterhin die reduzierten Teilsicherheitsbeiwerte für die vorübergehende Bemessungssituation verwendet werden können. Im Rahmen der Dis-

kussionen hat sich herausgestellt, dass im Ausland diese Vorgehensweise weitgehend unbekannt ist. Beim Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch war in den ersten Entwürfen zum neuen Eurocode ursprünglich nur die Stromfadenmethode vorgesehen. Mittlerweile wurde – ebenfalls nach vielen Kommentaren – das Verfahren von Terzaghi und Peck in abgewandelter Form eingeführt. Der an der BAW entwickelte elegante Textvorschlag wurde nicht übernommen, könnte jedoch in den Nationalen Anhang als sog. NCCI (Non Conflicting Complementary Information) aufgenommen werden.

## Literatur

- [1] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. [Hrsg.] (2021) *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*. 6. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- [2] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. [Hrsg.] (1980) *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*. 1. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- [3] Weißenbach, A. (1971) *Baugrubensicherung, Ergänzungsband zum Grundbau-Taschenbuch Band I*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 355.
- [4] Weißenbach, A. (1987) *Baugrubensicherung, Grundbau-Taschenbuch, Teil 2*. 3. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- [5] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. [Hrsg.] (1988) *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- [6] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. [Hrsg.] (1994) *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*. 3. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- [7] Hettler, A. (2008) *Hydraulischer Grundbruch: Literaturübersicht und offene Fragen*. Bautechnik 85, H. 9, S. 578–595. <https://doi.org/10.1002/bate.200810043>
- [8] Davidenkoff, R.; Franke, L. (1965) *Untersuchung der räumlichen Sickerströmung in eine umspundete Baugrube in offenen Gewässern*. Die Bautechnik 42, H. 9, S. 298–307.
- [9] Davidenkoff, R.; Franke, L. (1966) *Räumliche Sickerströmung in eine umspundete Baugrube im Grundwasser*. Die Bautechnik 3, H. 12, S. 401–409.
- [10] Hettler, A.; Morgen, K. (2008) *Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen bei Baugruben mit verankerten Betonsohlen*. Bautechnik 85, H. 6, S. 374–380. <https://doi.org/10.1002/bate.200810029>
- [11] Kinzler, S.; Morgen, K. (2014) *Rückverankerte Betonsohlen-Nachweise in den Grenzzuständen UPL, GEO 2 und STR*. Bautechnik 91, H. 9, S. 622–632. <https://doi.org/10.1002/bate.201400053>
- [12] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. [Hrsg.] (1997) *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ auf der Grundlage des Teilsicherheitskonzepts, EAB-100*. Berlin: Ernst & Sohn.
- [13] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. [Hrsg.] (2006) *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*. 4. Aufl., 2. Nachdruck 2009. Berlin: Ernst & Sohn.
- [14] Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1961) *Die Bodenmechanik in der Baupraxis* (deutsche Bearb. v. Bley, A.). Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer.
- [15] Hettler, A.; Triantafyllidis, T.; Weißenbach, A. (2018) *Baugruben*. 3. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- [16] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. [Hrsg.] (2012) *Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“*. 5. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- [17] Odenwald, B.; Herten, M. (2008) *Hydraulischer Grundbruch: neue Erkenntnisse*. Bautechnik 85, H. 9, S. 585–595. <https://doi.org/10.1002/bate.200810044>
- [18] Mittag, J.; Richter, T. (2009) *Grundwasserabsenkungen und Grundwassererentspannungen/Risiken und wirtschaftliche Chancen* in: Savidis, S. A. [Hrsg.] *Vorträge zum 5. Hans Lorenz Symposium*. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der TU Berlin, H. 47. Berlin, 5.–9. Okt. 2009.
- [19] Ziegler, M.; Aulbach, B. (2010) *Zur Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch* in: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. [Hrsg.] *Vorträge der Baugrundtagung 2010 in München: 1950–2010, 60 Jahre DGGT*. München, 3.–6. Nov. 2010.
- [20] Moormann, C. (2023) *Second Generation of Eurocode 7 – Aktuelle Entwicklungen – Stand März 2023* (Präsentation). 157. Sitzung des Arbeitskreises „Baugruben“, März 2023.

## Autor:in

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler (Korrespondenzautor:in)  
achim@a-hettler.de  
ehemals Technische Universität Dortmund  
Lehrstuhl Geotechnik  
August-Schmidt-Str. 8  
44227 Dortmund

## Zitieren Sie diesen Beitrag

Hettler, A. (2024) *Baugruben im Grundwasser – Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB)*. Bautechnik 101, H. 7, S. 422–426. <https://doi.org/10.1002/bate.202400030>

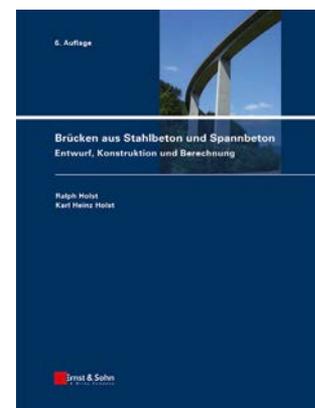
Ralph Holst, Karl Heinz Holst

# Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton

## Entwurf, Konstruktion und Berechnung

- das Werk stellt den Stahlbeton- und Spannbetonbrückenbau umfassend dar
- die Berechnungs- und Planungsgrundlagen für Straßen- und Eisenbahnbrücken werden erörtert, die einzelnen Bauwerksteile umfassend erläutert sowie typische Bauvorgänge erklärt
- mit einem Kapitel über Lehrgerüste

Das Standardwerk im Betonbrückenbau in der 6., komplett aktualisierten Auflage: Die Eurocodes, die Ril 804 sowie die neuen Lager- normen wurden berücksichtigt. Das Buch behandelt Straßen- und Eisenbahnbrücken hinsichtlich Bemessung, Konstruktion und Ausführung. Mit zahlreichen Beispielen.



2013 · 828 Seiten · 743 Abbildungen ·  
107 Tabellen

Hardcover

ISBN 978-3-433-02953-4

€ 159\*

### BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236

marketing@ernst-und-sohn.de

[www.ernst-und-sohn.de/2953](http://www.ernst-und-sohn.de/2953)

# nbau

NACHHALTIG BAUEN

Die Zeitschrift **nbau**. *Nachhaltig Bauen* bringt die Silos des sektoralen Denkens zum Tanzen. Denn für den Bausektor heißt Nachhaltigkeit ökologisch, sozial und ökonomisch ganzheitlich Planen, Bauen und Betreiben.

- **Das Themenspektrum reicht von Stadt- und Raumplanung, Architektur und den Ingenieurdisziplinen bis hin zu Herstellung, Bauausführung und Facility Management mit all den unterschiedlichen Akteur:innen.**
- **Übergreifende Informationen aus Wissenschaft und angewandter Forschung, Best-Practice-Beispiele, neue Produkte, Methoden und Bewertungungsverfahren sowie Anforderungen aus Politik und Verwaltung.**
- **Einzigartiges Netzwerk mit vielfältigem Beirat, Unterstützung durch zahlreiche Verbände, Kammern und Initiativen und Stimmen von Innovations-treibern.**

Klimaschutz, Kreislaufwirtschaft und Ressourcenschutz erfordern die Transformation des Bausektors mit Lebenszyklusdenken, Digitalisierung oder CO<sub>2</sub>-Reduktion. Die **nbau** ist dafür die ganzheitliche Wissensbasis.



6 Ausgaben/Jahr  
3. Jahrgang (2024)  
Jahresabonnement

Print

**ISSN 2750-8382**

Online

**www.nbau.org**

**ANGEBOTSPREIS**

Online + Print

**€ 139\***

## BESTELLEN

+49 (0)6123 92 38 288

nbau@vuservice.de

[www.nbau.org](http://www.nbau.org)

Hochwassergefahren nehmen zu – Ingenieurkammern plädieren für das Schwammstadtprinzip .....	427
Neue wissenschaftliche Entwicklung im Bauingenieurwesen: der MSc-Studiengang der Universität Rostock .....	428
polis AWARD 2024 .....	429
Mauerwerk-Kalender 2024 .....	429
Veranstaltungskalender .....	430

NACHRICHTEN

## Hochwassergefahren nehmen zu – Ingenieurkammern plädieren für das Schwammstadtprinzip

Durch den fortschreitenden Klimawandel rücken Extremwetterereignisse verstärkt ins Bewusstsein der Bevölkerung. Viele Menschen spüren die Folgen immer unmittelbarer. Seit Jahresbeginn waren beispielsweise Norddeutschland, das Saarland und nun Bayern und Baden-Württemberg von Starkregen und Hochwasser betroffen.

SchlammLawinen bedecken Bahnstrecken, Straßen werden unbefahrbar, Keller überflutet, Menschen verlieren ihr Zuhause: Gegen Hochwasserereignisse gibt es keinen vollumfänglichen Schutz für den Menschen und die gebaute Umwelt. Doch die negativen Folgen eines Hochwassers könnten begrenzt werden. Wie wir unsere Städte und Kommunen planen und bauen, bestimmt maßgeblich den Schadensumfang im Katastrophenfall. Hier bedarf es einer vorausschauenden Planung. Ingenieurinnen und Ingenieure sollten mit ihrer Expertise zur Schadensbegrenzung eingebunden werden.

Prof. Dr.-Ing. Norbert Gebbeken, Experte für Katastrophenschutz und baulichen Objektschutz und Präsident der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau: „Drei Jahre nach der Katastrophe im Ahrtal scheinen viele der guten Vorsätze von damals für eine geänderte Siedlungsentwicklung bereits wieder vergessen zu sein. Dabei werden wir künftig wohl viel häufiger mit Hochwasser konfrontiert sein. Die Folgen können wir nur dann abmildern, wenn wir endlich anders planen und bauen. Wir müssen der Realität ins Auge blicken: Manche Ortschaften, die früher kein Hochwassergebiet waren, sind es nun. Will man diese Siedlungen nicht aufgeben, müssen nicht nur die Häuser, sondern vor allem die komplette Siedlung baulich verändert werden. Das Schwammstadtprinzip ist hier einer der wichtigsten Wege.“



Quelle: Bernd Dittich/Unsplash

Vor diesem Hintergrund bekräftigen die Ingenieurkammern zentrale Handlungsempfehlungen, damit sich unsere Gesellschaft besser auf die zunehmenden Extremwetterereignisse vorbereiten kann:

- Hochwasserschutz gehört als Vorsorgemaßnahme in die Bauleitplanung. Einflüsse des Klimawandels müssen bei der Ausweisung von Baugebieten und ausreichenden Retentionsflächen berücksichtigt werden. Eine Überprüfung bestehender Bebauungspläne ist erforderlich.
- Strukturen aufbauen: Hochwasserschutz muss systematisch und interdisziplinär gedacht werden. Dafür braucht es Fachwissen aus vielen Bereichen. Expertinnen und Experten sowie gesellschaftlich relevante Gruppen müssen an einen Tisch geholt werden. Zuständige Ministerien für Bau, Umwelt und Landwirtschaft müssen enger zusammenarbeiten und Hochwasserschutz als gemeinsame Aufgabe von Bund, Ländern und Kommunen begreifen.

- Das „AWA-Prinzip“ – Ausweichen, Widerstehen, Anpassen – für mehr Hochwasserschutz von Gebäuden: Ausweichen, indem in wassersensiblen Gebieten gar nicht erst gebaut oder zumindest auf einen Keller verzichtet wird. Ist ein Ausweichen nicht möglich, kann man den Widerstand gegen Hochwasser erhöhen wie z. B. Keller und tieferliegende Hausöffnungen druckdicht verschließbar planen. Zudem besteht die Möglichkeit, Treppeneingänge höher zu legen. Die Strategie des Anpassens trägt zur Schadensminimierung bei. So kann beispielsweise auf Tanks im Keller verzichtet werden oder alle elektrischen Leitungen werden in höherliegende Geschosse verlegt.

Als erste Maßnahme sollte man sich über seinen Wohnort informieren. Hochwassergefahrenkarten bieten dabei einen guten Anhaltspunkt, um Standortrisiken zu erkennen. Diese Gefahrenkarten sind kostenfrei im Internet auffindbar.

Weitere Informationen:  
[www.bingk.de](http://www.bingk.de)

## Neue wissenschaftliche Entwicklung im Bauingenieurwesen: der MSc-Studiengang der Universität Rostock

Die Hansestadt und Universitätsstadt Rostock stellt mit seiner über 800 Jahre währenden Stadtgeschichte und seinen 210.000 Einwohnern das wirtschaftliche und kulturelle Zentrum in der Region dar. Im Jahr 1419 gegründet, ist die Universität Rostock die älteste Universität im Ostseeraum. Joachim Gauck, Erich Kästner und Heinrich Schliemann sind nur drei Persönlichkeiten aus einer langen Reihe von namenhaften Personen, die einen Teil ihres Lebens an der Universität Rostock verbracht haben. Dabei blickt die Universität auch auf eine lange Tradition der Bauingenieurausbildung zurück, welche nach kurzer Pause nun wieder auflebt und mit dem neu geschaffenen Masterstudiengang Bauingenieurwesen weiter ausgebaut wird.

In einer Zeit, in der technologische Innovationen und Nachhaltigkeitsziele die Baubranche transformieren, bietet die Universität Rostock einen viersemestrigen, forschungsorientierten Masterstudiengang mit dem Abschluss Master of Science (MSc) in Bauingenieurwesen an, der die wachsenden Anforderungen an die Branche adressiert, um eine neue Generation von Ingenieurinnen und Ingenieuren auszubilden, die sich diesen Herausforderungen selbstbewusst stellen.

Der Studiengang bereitet die Studierenden darauf vor, innovative und technologisch fortschrittliche Lösungen zu entwickeln, welche die Herausforderungen von Klimawandel, Urbanisierung, alternder Infrastruktur und der Notwendigkeit nachhaltiger

Lösungen angehen. Der Ansatz des Studiengangs ist es, interdisziplinär, flexibel und zukunftsorientiert zu agieren, um so den globalen Markt und gesellschaftliche Herausforderungen meistern zu können.

Getreu nach dem Leitspruch der Universität Rostock, *Traditio et Innovatio*, integriert der Studiengang sowohl traditionelle als auch moderne Aspekte des Bauingenieurwesens für zukunftsorientierte und praxisnahe Anwendungen. So bietet der Studiengang vertiefenden Inhalte in traditionellen Fächern wie z. B. Statik, Baudynamik, Festigkeitslehre, Massivbau, Stahlbau, Verkehrsbau und Geotechnik und integriert sie in innovative digitale Prozesse wie der Einsatz von BIM, Robotik, Datenanalyse und künstlicher Intelligenz. Dadurch wird die digitale Transformation ermöglicht, welche nachhaltige Konstruktionen und das Lebenszyklusmanagement von Bauwerken unter den Herausforderungen des Klimawandels berücksichtigt und den effizienten Umgang mit natürlichen Ressourcen ermöglicht. Auf regionaler Ebene konzentriert sich der Studiengang auf die spezifischen Bedürfnisse im Bereich der Küsteninfrastruktur und des Küstenschutzes sowie der Nutzung und Integration von Wind- und Meeresenergie. Der Studiengang bietet eine interdisziplinäre Zusammenarbeit mit den Umweltingenieurwissenschaften, um den speziellen Herausforderungen der Region gerecht zu werden.

Durch eine Auswahl aus den fünf Profillinien – Konstruktiver Ingenieurbau, umweltgerechtes Bauen, Städtebau und Infrastruktur, künstliche Intelligenz im digitalen Bauwesen und Küsteningenieurwesen – sowie einem ständig modernisierten und vielfältigen Wahlfachangebot können Studierende ihre akademische Laufbahn maßgeschneidert weiterentwickeln und vertiefen. Es besteht zudem die Option, durch Kombination dieser Profillinien eine fächerübergreifende Spezialisierung zu formen, die genau auf die individuellen Interessen und beruflichen Ziele abgestimmt ist. Austauschprogramme und internationale Partnerschaften bieten Studierenden zudem die Möglichkeit, von weltweit führenden Expertinnen und Experten zu lernen und sich im globalen Kontext weiterzuentwickeln.

Der neue MSc-Studiengang im Bauingenieurwesen an der Universität Rostock steht für einen entscheidenden Schritt in die Zukunft der Bauindustrie. Mit einer klaren Ausrichtung auf Innovation, Nachhaltigkeit und Internationalität bildet dieser Studiengang die Grundlage für eine erfolgreiche Karriere im Bauingenieurwesen und fördert eine neue Generation von Fachleuten, die die Bauindustrie von morgen gestalten werden.

Weitere Informationen:  
[www.auf.uni-rostock.de](http://www.auf.uni-rostock.de)



© ITMZ | Universität Rostock

Die Universität Rostock bietet einen viersemestrigen, forschungsorientierten Masterstudiengang mit dem Abschluss Master of Science an

## WETTBEWERBE

## polis AWARD 2024

Auf der polis Convention Ende April in Düsseldorf wurden zum neunten Mal zukunftsweisende Projekte prämiert, die sich auf kooperative Weise mit dem Kontext Stadt auseinandersetzen. Der polis AWARD prämiert einmal im Jahr Projekte, die über ihren wirtschaftlichen Rahmen hinaus einen Beitrag zum öffentlichen Wohl der Stadt leisten. In diesem Jahr konnten in acht Kategorien Projekte eingereicht werden. Mit der „Impulsgebenden Phase Null“ wurde erstmals eine Kategorie ausgelobt, die den Fokus auf vorbereitende, informelle Planungsprozesse und -instrumente legt. Mit der Auszeichnung von engagierten und kooperativen Lösungen will der polis AWARD als Anregung und Ideengeber wirken. Die 15-köpfige Jury wurde wie in den vergangenen Jahren vom Vorsitzenden der Bundesstiftung Baukultur Reiner Nagel geleitet. Mit mehr als 170 Einreichungen wurde erneut ein Rekord erzielt.

In der Kategorie „Urbanes Flächenrecycling“ ging der 1. Platz an die Überseeinsel Bremen, wo bis 2017 Frühstücksflocken produziert wurden. Das ehemalige Industriegebiet wurde in ein ökologisches und lebendiges Stadtviertel für kleinteiliges Gewerbe, Arbeit, Freizeit, Kultur, soziale Infrastruktur und Freiräume mit umgenutzten Industriebauten und einer vielfältigen, modernen Architektur entwickelt.



Quelle: Michelgroup GmbH Marco Licht

polis Award 2024 Gewinner „Ökologische Wirklichkeit“ Weleda Cradle Campus

In der Kategorie „Ökologische Wirklichkeit“ wurde der Weleda Cradle Campus mit dem 1. Platz als innovativer und ganzheitlich nachhaltig konzipierter Industriekomplex ausgezeichnet. Der Neubau verwendet natürliche Materialien wie Holz und Stampflehm, welche beim Rückbau nach dem Cradle-to-Cradle-Ansatz teilweise wieder in den Materialkreislauf integriert werden können. Der CO<sub>2</sub>-Fußab-

druck wird reduziert und auf Energieeffizienz mit erneuerbaren Energien wie Geothermie und Photovoltaik gesetzt.

Die Außenanlagen verbessern die lokale Biodiversität mit Streuobstwiesen, heimischen Pflanzen oder Nistkästen.

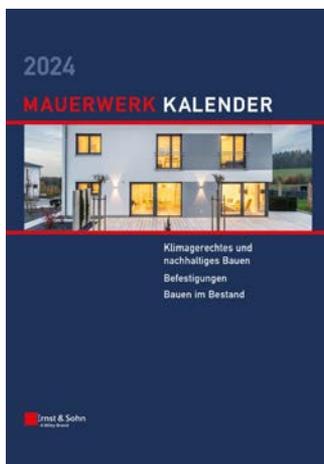
Weitere Informationen:  
[www.polis-award.com](http://www.polis-award.com)

## REZENSION

## Mauerwerk-Kalender 2024

**Schwerpunkte: Klimagerechtes und nachhaltiges Bauen, Bauen im Bestand**

Den Mauerwerk-Kalender gibt es nun bereits im 49. Jahrgang. Schwerpunkte sind



Detleff Schermer, Eric Brehm (Hrsg.)  
Berlin: Ernst & Sohn (2024)  
554 S., Hardcover, 159 Euro

diesmal klimagerechtes und nachhaltiges Bauen sowie Bauen im Bestand. Weitere Beiträge behandeln Befestigungen im Mauerwerk. In Teil A gibt ein erster Beitrag eine grundlegende Übersicht zu den mechanischen Eigenschaften von Steinen, Mörtel und Mauerwerk. Dem folgen eine Übersicht zu Neuentwicklungen mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung sowie eine Zusammenstellung geltender technischer Regeln für den Mauerwerksbau.

Teil B dreht sich um Roadmaps zur Klimaeffizienz. Zuerst wird der Weg der deutschen Kalksandsteinindustrie zur Klimaneutralität bis 2045 beschrieben. Mit Recarbonisierung wären sogar klimapositive Beiträge denkbar. Anschließend wird der Weg der Ziegelindustrie zur Klimaneutralität bis 2050 aufgezeigt. Eine gewisse Skepsis, ob die technisch möglichen Klimaneutralitätspfade auch ökonomisch und

regulatorisch umsetzbar sind, ist jeweils greifbar. Dem folgt der Weg zu einer treibhausgasneutralen Porenbetonindustrie ohne Zieldatum und letztlich unkonkret. Wünschenswert wäre gewesen, wenn alle drei Mauersteinverbände sich auf eine vergleichbare Vorgehensweise geeinigt hätten. Nachfolgend wird zur Recarbonisierung von zement- und kalkgebundenen Mauersteinen festgestellt, dass sich damit die CO<sub>2</sub>-Bilanz für Wohngebäude um bis zu 7 % reduzieren lässt, und in einem weiteren Beitrag die Anwendung des Qualitätssiegels Nachhaltiges Gebäude (QNG) als Fördervoraussetzung diskutiert. Kostenoptimierter Wohnungsbau sei herausfordernd, aber auch unter den momentanen Bedingungen durchaus möglich.

In Teil C wird zuerst die Ausführung von Mauerwerkskonstruktionen erläutert und nachfolgend die Mauerwerkinstandsetzung

durch Verpressanker und Befestigungen im Mauerwerksbau. Teil D dreht sich um den Bestandsbau, auch wenn es hier mit einem Beitrag zur Nachhaltigkeitsbewertung von Wohngebäuden losgeht, was bei den Grundlagen wieder zahlreiche Wiederholungen parat hält. Interessanter ist der nachfolgende Beitrag „Bauwerksdiagnostik als Grundlage für Sanierungskonzepte

historischer Eisenbahngewölbebrücken“ von Steffen Marx et al. mit zahlreichen praktischen Beispielen und Anregungen. Abschließend gibt es in Teil E noch eine Übersicht zu zahlreichen Forschungsvorhaben, so z. B. zu Stampflehm-Mauerwerk.

Der Mauerwerk-Kalender 2024 ist wieder eine solide Arbeitsgrundlage und ein aktu-

elles Nachschlagewerk für die Planung und Ausführung von Mauerwerk aller Art. Die Schwerpunkte klimagerechtes und nachhaltiges Bauen sowie Bauen im Bestand rücken Nachhaltigkeitsthemen angemessen in den Vordergrund.

Weitere Informationen:  
[www.bmwsb.bund.de](http://www.bmwsb.bund.de)

## Kongresse – Symposien – Seminare – Messen

Änderungen vorbehalten – bitte beachten Sie die aktuellen Informationen der jeweiligen Veranstalter:innen.

Ort und Termin	Veranstaltung	Auskünfte und Anmeldung
Leinfelden-Echterdingen 05. Juli 2024	<b>Stahlbau-Kalender-Tag 2024</b>	<a href="http://www.ke.uni-stuttgart.de/konferenzen/stbkalender">www.ke.uni-stuttgart.de/konferenzen/stbkalender</a>
München 12. September 2024	<b>Münchener Kranbahntag 2024</b>	<a href="http://www.ernst-und-sohn.de/veranstaltungen/muenchener-kranbahntag-2024">www.ernst-und-sohn.de/veranstaltungen/muenchener-kranbahntag-2024</a>
Leipzig 19.–20. September 2024	<b>4. EASTWOOD</b>	<a href="http://www.eastwood-leipzig.de">www.eastwood-leipzig.de</a>
Braunschweig 25.–26. September 2024	<b>Braunschweiger Brandschutz-Tage</b>	<a href="http://www.brandschutztage.info">www.brandschutztage.info</a>
Bremen 25.–28. September 2024	<b>38. Baugrundtagung</b>	<a href="http://www.dggt.de">www.dggt.de</a>
Darmstadt 09.–10. Oktober 2024	<b>Darmstädter Massivbauseminar</b>	<a href="http://www.massivbau.tu-darmstadt.de/veranstaltungen_fgm/darmstaedtermassivbauseminar_fgm/index.de.jsp">www.massivbau.tu-darmstadt.de/veranstaltungen_fgm/darmstaedtermassivbauseminar_fgm/index.de.jsp</a>
Karlsruhe 10.–11. Oktober 2024	<b>Karlsruher Tage – Forschung für die Praxis</b>	<a href="https://holz.vaka.kit.edu/359.php">https://holz.vaka.kit.edu/359.php</a>
Dresden 07.–09. November 2024	<b>6. Industrieseminar Beton-3D-Druck</b>	<a href="https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/ifb/tagungen/6-industrieseminar-beton-3d-druck">https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/ifb/tagungen/6-industrieseminar-beton-3d-druck</a>
Leipzig 07.–09. November 2024	<b>Denkmal</b> Europäische Leitmesse für Denkmalpflege, Restaurierung und Altbausanierung	<a href="https://www.denkmal-leipzig.de/de">https://www.denkmal-leipzig.de/de</a>
Schönefeld bei Berlin 12.–13. November 2024	<b>Fachkonferenz Brückenbautage</b>	<a href="http://www.management-forum.de/events/fachkonferenz-brueckenbautage">www.management-forum.de/events/fachkonferenz-brueckenbautage</a>
Weimar 13.–14. November 2024	<b>IAB-Tage „Beton“ 2024</b>	<a href="http://www.iab-weimar.de/veranstaltungen">www.iab-weimar.de/veranstaltungen</a>
Freiberg 15. November 2024	<b>53. Geomechanik-Kolloquium</b>	<a href="https://tu-freiberg.de/events/53-geomechanik-kolloquium">https://tu-freiberg.de/events/53-geomechanik-kolloquium</a>
Berlin 28. November 2024	<b>6. Symposium Ingenieurbaukunst – Design for Construction</b>	<a href="http://www.ingd4c.org">www.ingd4c.org</a>
Dresden 19. März 2025	<b>Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB)</b>	<a href="https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/veranstaltungen/SEUB">https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/veranstaltungen/SEUB</a>
Essen 27. März 2025	<b>14. RuhrGeo-Tag 2025</b>	<a href="http://www.uni-due.de/geotechnik">www.uni-due.de/geotechnik</a>

## Impressum

**Bautechnik** – Fachzeitschrift für Entwurf und Konstruktion, Berechnung und Ausführung, Brücken- und Verkehrsbau, Ingenieurhoch-, Holz-, und Mauerwerksbau, Grundbau, Wasserbau, Bauwerkserhaltung und Baukultur.

**Verlag**  
Ernst & Sohn GmbH  
Rotherstraße 21, D-10245 Berlin  
Tel.: +49 (0)30 / 47031-200, Fax: +49 (0)30 / 47031-270  
info@ernst-und-sohn.de, www.ernst-und-sohn.de

Amtsgericht Charlottenburg HRB 237294 B  
Geschäftsführung: Dr. Guido F. Herrmann, Franka Stürmer  
Steuernummer: 47020/34142, Umsatzsteueridentifikationsnummer: DE 813496225

**Chefredakteur** Dr.-Ing. Dirk Jesse  
Tel.: +49 (0)30 / 47031-275  
dirk.jesse@wiley.com

**Projektmanagerin** Sarah Bräunlich  
Tel.: +49 (0)30 / 47031-248  
sarah.braeunlich@wiley.com

**Ehrenmitglied**  
Prof. Dr.-Ing. Fritz Gehbauer M.S.

**Redakteur Produkte und Objekte** Dr. Burkhard Talebitar  
Tel.: +49 (0)30 / 47031-273  
btalebitar@wiley.com

**Group Manager Ad Sales** Sigrid Elgner  
Tel.: +49 (0)30 / 47031-254  
sigrid.elgner@wiley.com

**Sonderdrucke** Janette Seifert  
Tel.: +49 (0)30 / 47031-292  
janette.seifert@wiley.com  
www.ernst-und-sohn.de/sonderdrucke

**Kunden-/Leserservice**  
Wiley-VCH Kundenservice für Ernst & Sohn  
Boschstr. 12, D-69469 Weinheim  
Tel.: +49 (0)8001800536 (innerhalb Deutschlands)  
+44 (0)1865476721 (außerhalb Deutschlands)  
Fax: +49 (0)6201606184  
Schnelleinstieg: www.wileycustomerhelp.com  
Einzelheft-Verkauf: CS-Germany@wiley.com

Die in der Zeitschrift veröffentlichten Beiträge sind urheberrechtlich geschützt. Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieser Zeitschrift darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlages in irgendeiner Form – durch Fotokopie, Mikrofilm oder andere Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsanlagen, verwendbare Sprache übertragen werden. Auch die Rechte der Wiedergabe durch Vortrag, Funk oder Fernsehendung bleiben vorbehalten. Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder Gebrauchsnamen, die in der Zeitschrift veröffentlicht werden, sind nicht als frei im Sinne der Markenschutz- und Warenzeichen-Gesetze zu betrachten, auch wenn sie nicht eigens als geschützte Bezeichnungen gekennzeichnet sind.

Hinweise zur Einreichung von Manuskripten:  
www.ernst-und-sohn.de/hinweise-für-zeitschriftenautorinnen-und-zeitschriftenautoren

### Aktuelle Bezugspreise

Die Zeitschrift „Bautechnik“ erscheint mit zwölf Ausgaben pro Jahr. Neben „Bautechnik print“ steht „Bautechnik online“ im PDF-Format über den Online-Dienst Wiley Online Library im Abonnement zur Verfügung.

Jahresabonnement (print)	Jahresabonnement (online)	Jahresabonnement (print + online)
665 €	665 €	832 €

Das Abonnement gilt zunächst für 12 Monate. Es kann jederzeit mit einer Frist von drei Monaten zum Ablauf des Bezugszeitraumes schriftlich gekündigt werden. Das Abonnement verlängert sich um ein weiteres Bezugsjahr ohne weitere schriftliche Mitteilung.

Spezielle Angebote und Probeheftanforderung unter [www.ernst-und-sohn.de](http://www.ernst-und-sohn.de)  
Alle Preise sind Nettopreise. Die Preise sind gültig bis 31. August 2024. Irrtum und Änderungen vorbehalten. Studentenpreise, Staffelpreise, Mitgliederpreise und Preise in anderen Währungen auf Anfrage.

Bankverbindung: JP Morgan, Frankfurt, DE12501108006161517732, CHASDEFX

Bei Änderung der Anschrift eines Abonnenten sendet die Post die Lieferung nach und informiert den Verlag über die neue Anschrift. Wir weisen auf das dagegen bestehende Widerspruchsrecht hin. Wenn der Bezieher nicht innerhalb von 2 Monaten widersprochen hat, wird Einverständnis mit dieser Vorgehensweise vorausgesetzt.

Bautechnik, 0932-8351, is published monthly. US mailing agent: SPP, PO Box 437, Emigsville, PA 17318. Periodicals postage paid at Emigsville PA.  
Postmaster: Send all address changes to Bautechnik, John Wiley & Sons Inc., C/O The Sheridan Press, PO Box 465, Hanover, PA 17331.

Satz: 3w+p GmbH Typesetting Automation Experts, Rimpar  
Druck: Westermann DRUCK | pva, Zwickau  
Gedruckt auf säurefreiem Papier.

© 2024 Ernst & Sohn GmbH

### Beilagenhinweis:

Diese Ausgabe enthält folgende Beilagen:  
DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 45127 Essen; Ernst & Sohn GmbH, 10245 Berlin

## Chefredakteur



**Dr.-Ing. Dirk Jesse**  
Chefredakteur Bautechnik  
Verlag Ernst & Sohn  
Rotherstraße 21  
10245 Berlin  
Tel.: +49 (0)30 / 47031-275  
Fax: +49 (0)30 / 47031-270  
dirk.jesse@wiley.com

## Fachbeirat



**Prof. Dr.-Ing. Jan Akkermann**  
KREBS+KIEFER  
Dorsch Gruppe  
Stephanienstr. 55  
76133 Karlsruhe  
Tel.: +49 (0)721 / 3508-1001  
akkermann.jan@kuk.de



**Prof. Dr.-Ing. Annette Bögle**  
Hafencity Universität Hamburg  
Henning-Voscherau-Platz 1  
20457 Hamburg  
Tel.: +49 (0)40 / 42827-5691  
annette.boegle@hcu-hamburg.de



**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley**  
Universität der Bundeswehr München  
Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
Werner-Heisenberg-Weg 39  
85577 Neubiberg  
Tel.: +49 (0)89 / 6004-3476  
conrad.bole@unibw.de

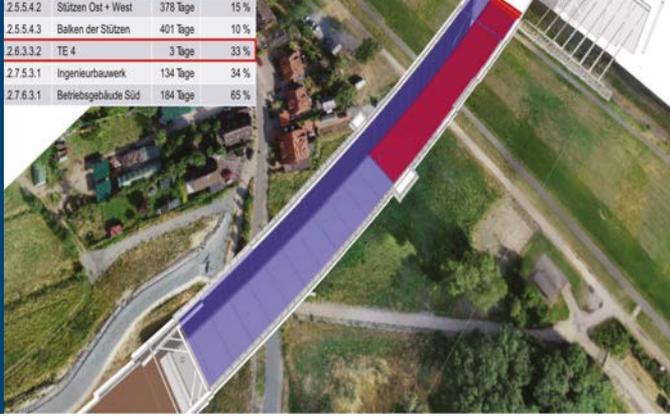


**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Achim Hettler**  
Ehemals TU-Dortmund,  
Lehrstuhl Baugrund-Grundbau  
Johann-Sebastian-Bach-Str. 9  
76437 Rastatt  
Tel.: +49 (0)7222 / 6160  
achim.hettler@tu-dortmund.de



**Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx**  
Technische Universität Dresden  
Institut für Massivbau  
01062 Dresden  
Tel.: +49 (0)351 / 463-35856  
steffen.marx1@tu-dresden.de

2.5.5.4.2	Stützen Ost + West	378 Tage	15 %
2.5.5.4.3	Balken der Stützen	401 Tage	10 %
2.6.3.3.2	TE 4	3 Tage	33 %
2.7.5.3.1	Ingenieurbauwerk	134 Tage	34 %
2.7.6.3.1	Betriebsgebäude Süd	184 Tage	65 %



## Vorschau 8/24

**Zum Bild** Die Implementierung der 4D-Modellierung in Bauprojekten steht vor erheblichen Herausforderungen. In der Praxis erfolgt die Umsetzung größtenteils manuell oder mithilfe starrer regelbasierter Verknüpfungen, da Standards fehlen, wie diese Verknüpfungsregeln aufzubauen sind. Der Aufsatz von Thomas Tschickardt et al. widmet sich dieser Problematik und stellt die Anwendung von flexiblen Verknüpfungsregeln anhand eines Beispielprojekts vor. Das Bild zeigt den Vorgang Absenken des Tunnелеlements TE4 (in Rot) des Beispielprojekts „Weserquerung A281“

Quelle: Thomas Tschickardt et al.

Marcus Achenbach, Beatrix Weber, Paul Rivas

### **Die Digitalisierung der Prüfung des Standsicherheitsnachweises**

Peter Marx, Félicia Norma Rebecca Teferle, Andreas Thewes, Markus Schäfer

### **BIM-Modellierung von Bestandsgebäuden – eine Studie zu Aufwand und Effizienz**

Jan-Iwo Jäkel et al.

### **BIM-basierte Evaluierung von notwendigen Instandhaltungsmaßnahmen bestehender Gebäudestrukturen unter Aspekten der Nachhaltigkeit**

Thomas Tschickardt, Nils Schuchhardt, Nico Oerter

### **Optimierung der 4D-Modellierung durch die Anwendung von flexiblen Verknüpfungsregeln am Beispielprojekt „Weserquerung A281“**

*(Änderungen vorbehalten)*

## Newsletter

Der kostenlose, monatliche Ernst & Sohn Newsletter informiert Sie über neue Bücher, interessante Zeitschriftenartikel und Branchennews.

**Ernst & Sohn**  
A Wiley Brand



**ANMELDEN**

[ernst-und-sohn.de/nl](http://ernst-und-sohn.de/nl)

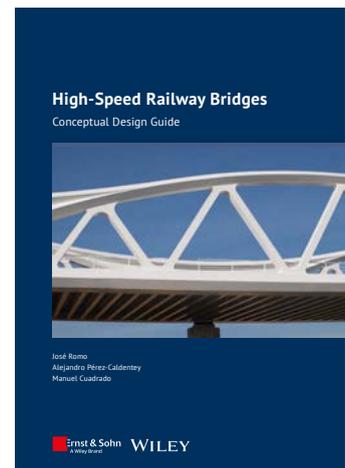
José Romo, Alejandro Pérez-Caldentey, Manuel Cuadrado

# High-speed Railway Bridges

Conceptual Design Guide

- the book provides first-hand experience
- with worked calculation examples
- numerous practical examples

The need for large-scale bridges is constantly growing worldwide with the expansion of transport infrastructures. This book deals with all aspects referring to the structural conceptual design of HSR bridges taking into account the issues of track construction. With examples.



2023 · 336 pages · 110 figures · 28 tables

Hardcover

**ISBN 978-3-433-03313-5** € 109\*

eBundle (Print + ePDF)

**ISBN 978-3-433-03381-4** € 169\*

## ORDER

+49 (0)30 470 31-236

marketing@ernst-und-sohn.de

[www.ernst-und-sohn.de/3313](http://www.ernst-und-sohn.de/3313)

Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos,  
Johann-Dietrich Wörner (Hrsg.)

# Beton-Kalender 2024

**Schwerpunkte: Hochbau;  
Digitales Planen und Baurobotik**

- **Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Hochhäusern aus Stahlbeton in Deutschland**
- **3D-Architektur- und Tragwerksplanung, digitales Monitoring von Bauwerken, Anwendung von KI-Methoden in den frühen Phasen des Gebäudeentwurfs**
- **Bauautomatisierung und Robotik im Betonbau**

Der Beton-Kalender 2024 ist solide Arbeitsgrundlage und ein topaktuelles, verlässliches Nachschlagewerk für die Planung und Ausführung von Betonbauwerken. Band 1 widmet sich dem Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Hochbauten aus Stahlbeton nach den aktuellen Regelwerken. Band 2 thematisiert das Digitale Planen und die Baurobotik.



2023 · 892 Seiten ·

696 Abbildungen · 140 Tabellen

Hardcover

**ISBN 978-3-433-03406-4 € 184\***

**Fortsetzungspreis € 164\***

eBundle (Print + ePDF)

**ISBN 978-3-433-03407-1 € 234\***

**Fortsetzungspreis eBundle € 194\***

## BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236

marketing@ernst-und-sohn.de

[www.ernst-und-sohn.de/3406](http://www.ernst-und-sohn.de/3406)