

Der Prüferingenieur

Ausgabe 63 / November 2023

Neues aus dem DIBt:

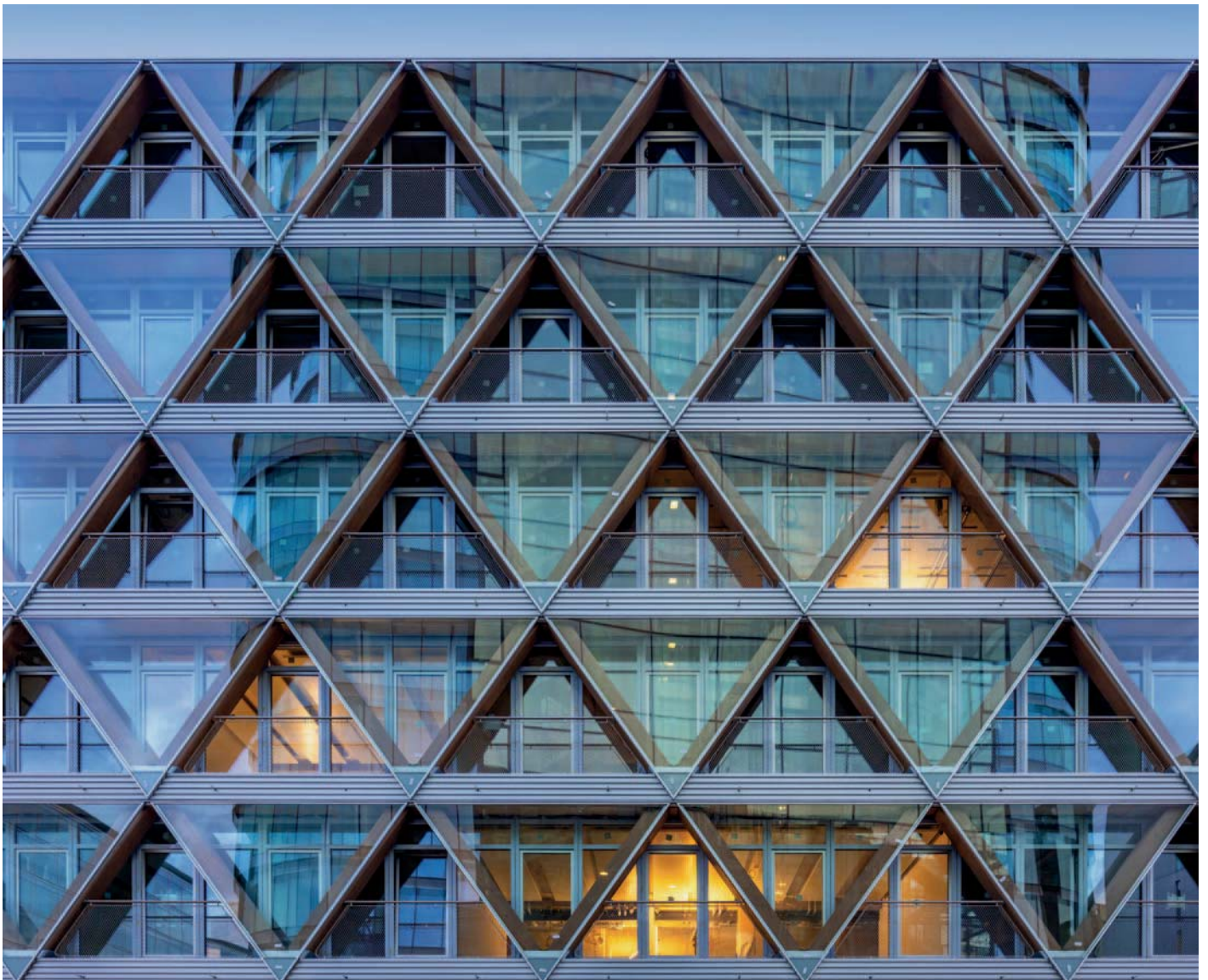
Tragende Steckbausteine aus Holz,
höhere Brandschutzverglasungen und
größere PV-Module auf Dächern

Forensic Engineering

Forensische Ursachenforschung im
Konstruktiven Ingenieurbau:
Festigung des Vier-Augen-Prinzips?

Nachhaltiges Bauen

Quick-Wins für den Klimaschutz:
Was ist heute für nachhaltiges
Bauen im Betonbau umsetzbar?



Windkraftanlagen sind keine Maschinen

Die neue EU Maschinenverordnung zementiert die Einordnung von Windkraftanlagen in ihrer Gesamtheit als Maschinen und löst sie damit aus dem bauordnungsrechtlichen Genehmigungsverfahren heraus. Diese Entwicklung widerspricht dem Sicherheitsanrecht der Allgemeinheit, denn Windkraftanlagen gehören zu den technisch anspruchsvollsten Bauwerken des Bauingenieurwesens, weshalb bautechnische Nachweise und deren unabhängige Überprüfung zwangsläufig sind. Der Gesetzgeber muss wissen: Konformitätserklärungen und CE-Kennzeichnungen können einen geprüften Standsicherheitsnachweis niemals ersetzen.



**Syndikusrechtsanwalt
Henning Dettmer**

hat in Saarbrücken, Bochum und Berlin studiert, war nach fünfjähriger Tätigkeit in einer Bundesbehörde in mehreren deutschen und internationalen Unternehmen sowie als Geschäftsführer beim Bundesverband WindEnergie (BWE) tätig und ist seit dem 01.11.2017 Geschäftsführer der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI).

Im Frühjahr 2023 hat die Fachkommission Bauaufsicht ein Anhörungsverfahren zum Entwurf einer Änderung der Musterbauordnung (MBO) eingeleitet, mit dem Onshore-Windkraftanlagen aus dem Anwendungsbereich der MBO ausgeschlossen werden sollen, soweit diese dem Anwendungsbereich der sogenannten EU-Maschinenrichtlinie beziehungsweise der neu verabschiedeten EU-Maschinenverordnung unterfallen. Die Hersteller von Windkraftanlagen können dann Windkraftanlagen, bestehend aus Fundament, Turm und Gondel, als Maschinen qualifizieren und aus dem bauordnungsrechtlichen Genehmigungsverfahren herauslösen. An die Stelle gesetzlich veranlasster Prüfungen, beispielsweise der Standsicherheit, träten dann eine Konformitätserklärung und eine CE-Kennzeichnung des Anlagenherstellers.

Die EU-Maschinenrichtlinie, auf die sich die geplante Änderung der MBO bezieht, stammt aus dem Jahr 2006. Damals standen in Deutschland rund 18.550 Onshore-Windkraftanlagen. Neu errichtete Anlagen hatten eine Nabenhöhe von durchschnittlich 110 Metern, die durchschnittliche Anlagengesamthöhe lag bei 155 Metern und die installierte Leistung bei 1,8 MW.

Ende Dezember 2022 standen 28.440 Onshore-Windkraftanlagen in Deutschland. Weil sie jetzt normalerweise eine Nabenhöhe von 140 Metern, eine Gesamthöhe von 206 Metern und eine installierte Leistung von 4,4 Megawatt haben, gehören Tragstrukturen moderner Windkraftanlagen, errichtet in einer Mischbauweise aus Stahlbeton, Spannbeton und Stahlbau, mittlerweile zu den technisch anspruchsvollsten Bauwerken des Bauingenieurwesens – vergleichbar mit den Herausforderungen im Brückenbau. An der Notwendigkeit der Erstellung von bautechnischen Nachweisen durch Tragwerksplaner und an deren Überprüfung durch Prüferingenieure nach dem Vier-Augen-Prinzip kann daher überhaupt kein Zweifel bestehen.

Dies gilt insbesondere vor dem Hintergrund des Windenergieflächenbedarfsgesetzes (WindBG). Es besagt, dass der Prozentsatz der Flächen für den Zubau von Windenergieanlagen in der Bundesrepublik Deutschland bis Ende 2032 auf zwei Prozent der Landesflächen mehr als zu verdoppeln ist (aktuell liegt er bei 0,8 Prozent). Das bedeutet, dass sich in Deutschland bald mehr als 30.000 Windkraftanlagen drehen werden.

Es kann kein Zweifel daran bestehen, dass die Hauptkompetenz der Hersteller von Windkraftanlagen nicht in der Beurteilung der Standsicherheit von Türmen und Fundamen-

ten liegt, sondern im Bereich des Maschinenbaus und der Energietechnik.

Alle objektiv nachvollziehbaren Argumente sprechen deshalb dagegen, Windkraftanlagen aus der Musterbauordnung herauszunehmen und sie in ein vereinfachtes Genehmigungsverfahren mit Konformitätserklärung und CE-Kennzeichnung in die ausschließliche Verantwortung der Anlagenhersteller zu geben. Ganz im Gegenteil spricht vieles dafür, der Standsicherheit von Windkraftanlagen unter sicherheitsrelevanten und bauordnungsrechtlichen Aspekten künftig eine besonders hohe Aufmerksamkeit zukommen zu lassen.

Noch ist kein Fall bekannt, bei dem es durch ein Tragwerksversagen einer Windkraftanlage zu einem Schaden an Leib oder Leben gekommen ist. Damit dies so bleibt, darf auf das Know-how von Prüferingenieuren und Prüfsachverständigen bei der Genehmigung von Windkraftanlagen nicht verzichtet werden. Deshalb hat sich die Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) unmissverständlich gegen den Ausschluss von Windkraftanlagen aus dem Anwendungsbereich der MBO ausgesprochen. Sie wird sich auch zukünftig dagegen aussprechen, dass Windkraftanlagen als Maschine eingestuft und so das nationale Sicherheitsniveau in diesem Bereich gefährlich abgesenkt wird.

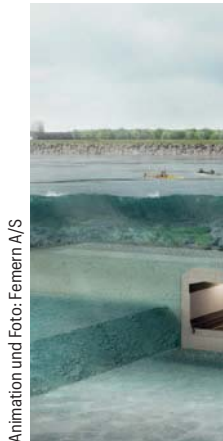
Aber auch die Baugenehmigungsbehörden sind aufgerufen, sich eindeutig im Sinne des Paragraphen 3 der MBO zu positionieren und sich nicht hinter europarechtlichen Entwicklungen und Vorgaben zu verstecken! Paragraph 3 MBO besagt, dass Anlagen „so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht gefährdet werden“.

55

Immer dann,
wenn ...

Foto: Natalie Oxford

... die Ursachen des Versagens einer Baukonstruktion gesucht werden – wie die des Grenfell-Brandes –, dann werden immer öfter die Dienste des Forensic Engineering nachgefragt, jenes produktunabhängig wirkenden Fachgebiets, dessen Aufgaben hier erläutert werden. – Praktiziertes Vier-Augen-Prinzip der nächsten Generation?



Animation und Foto: Femern A/S

Zum Titelbild

Im Düsseldorfer Medienhafen entsteht derzeit ein Gebäude, das nachhaltig(e) kommunale Geschichte schreibt: *The Cradle* – es ist das erste Düsseldorfer Bürogebäude in Holzhybrid-Bauweise. Das Cradle-to-Cradle®-Prinzip idealisiert einen geschlossenen Kreislauf, in dem alle Rohstoffe eines Produkts wiederverwendet werden. Die prägnante rautenförmige Struktur dieses Gebäudes auf unserem Titelbild verbindet die Fassade mit dem außen liegenden Tragwerk, dessen Tiefe zur Ausbildung nutzbarer Loggien führt.

Foto: *ralph richter, photography and film, Düsseldorf*
Architekten: *HPP, Düsseldorf*

EDITORIAL

- 3 Windkraftanlagen sind keine Maschinen
Syndikusrechtsanwalt Henning Dettmer

NACHRICHTEN

- 6 Arbeitstagung der Prüfengeieure: Die ehrenamtliche Arbeit an den Eurocodes hat eine starke politische Bedeutung
- 9 Erwartungen erfüllt: Fortbildung für Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauwerken
- 10 Das Hessische Wirtschaftsministerium ruft die Prüfengeieure zur Ausbildung mehr professionellen Nachwuchses auf
- 12 Dr.-Ing. Hubert Verheyen †
- 12 Die BVPI richtete das 82. Verbandesgespräch aus: Eine äußerst wichtige Austauschrunde für alle Beteiligten
- 13 Gundolf Pahn aus dem Technischen Koordinierungsausschuss der BVPI verabschiedet – Zum neuen Leiter wurde Matthias Andres gewählt

- 14 Die neue LBO NRW favorisiert Erneuerbare Energien und will den Wohnungs- und den Bestandsbau stärken

- 16 Robert Hertle wurde in den Vorstand des internationalen Zentrums für die Identifizierung beispielhafter Bauaufsichtssysteme berufen
- 17 Großbritannien meldet Schadensfälle und Probleme mit tragenden Elementen aus bewehrtem Porenbeton
- 18 Das Konsortium der Europäischen Bauaufsichten analysiert die konkreten Systemfolgen neuer EU-Gesetze
- 19 Nächster Ausbildungslehrgang für Schutz und Instandhaltung von Betonbauwerken im Februar in Hamburg
- 20 Die Auslandsarbeit der BVPI ist immer ergebnisreicher
Sehr erfolgreiche Sitzungen internationaler Gremien

Immer dann, wenn ...

... bei der Planung des fast 18 Kilometer langen Fehmarnbelttunnels über Normen und Regeln geredet wurde, dann stand eine Frage im Raum: nach dänischen oder nach deutschen Regelwerken? Deshalb wurde ein Staatsvertrag geschlossen. Er dekretiert: nach dänischem Recht, und zwar auch auf deutscher Seite. – Praktizierte EU-Harmonie?



38

86 Immer dann, wenn ...



Foto: Concular GmbH

... die Bauwende ins Gespräch kommt, wird das zirkuläre Bauen diskutiert. Es soll die Effektivität der Ressourcen maximieren, Abfallmengen minimieren, Materialien, Produkte und ganze Gebäude recyceln. Diese Art des Bauens verlangt aber auch eine umfassende Datenerfassung vor Ort und eine grundlegend andere Planung. – Praktizierter Systemwechsel am Bau?

FACHARTIKEL

22 NORMUNG

Neues aus dem DIBt: Tragende Steckbausteine aus Holz, höhere Brandschutzverglasungen und größere PV-Module
Die Novellierung der Bauproduktenverordnung kommt voran
Dipl.-Ing. Andreas Kummerow

28 EUROCODES I

Bei der Planung der Fehmarnbeltquerung wurde deutlich, was uns von einer einheitlichen EU-Normung noch trennt
Dipl.-Ing. Silke Briebrecher / Dr.-Ing. Dieter Winselmann

38 EUROCODES II

Ein ingenieurtechnisch einmaliges Bauwerk: der 18 Kilometer lange Absenktunnel zwischen den Inseln Fehmarn und Lolland
Er wird der weltweit längste kombinierte Straßen- und Eisenbahntunnel sein
Dr.-Ing. Hans Scholz / Dr.-Ing. Konrad Schuster

47 TRAGWERKSPLANUNG I

Südliches Überseequartier in Hamburg:
Planerische und bauliche Herausforderungen
Die Komplexität der Planungs- und Bauaufgabe war geprägt von den vielfältigen Beteiligten
Dr.-Ing. Markus Wetzell / Dr.-Ing. Thomas Shadow

55 KONSTRUKTIVER INGENIEURBAU

Über konstruktive Fehler spricht man nicht – oder doch?
Forensic Engineering: eine (noch) verkannte Disziplin
Die Ursachenanalyse im Konstruktiven Ingenieurbau erfordert ein Team unabhängiger neutraler Spezialisten
Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle

63 NACHHALTIGES BAUEN

Quick-Wins für den Klimaschutz – Was ist heute für ein nachhaltigeres Bauen im Betonbau unmittelbar umsetzbar?
Optimierte Konstruktionen und die Wahl der Bauprodukte mobilisieren die größte CO₂-Einsparung
Prof. Dr.-Ing. Frank Fingerloos / Dr. Dipl.-Ing. Susanne Urban

71 TRAGWERKSPLANUNG II

Anwenderfreundlichere Regelungen zu den Einwirkungen aus Kranbetrieb im Norm-Entwurf prEN 1991-3
Prof. Dr.-Ing. Mathias Euler

77 ERDBEBENSICHERHEIT

Die sichere Unsicherheit im Umgang mit Naturgefahren –
Die NA zum EC 8 fixieren gesellschaftlich akzeptiertes Risiko
Die ersten Teile des Eurocode 8 für die Bemessung und Konstruktion von Bauwerken in Erdbebengebieten können jetzt eingeführt werden
Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling / Dr.-Ing. Jochen Schwarz

86 BAUWIRTSCHAFTLICHER UMWELTSCHUTZ

Zirkuläres Bauen sichert bauwirtschaftliche Nachhaltigkeit und fördert die Umstellung auf die ganzheitliche Denkweise
Anabelle von Reutern

90 IMPRESSUM

BVPI-Präsident Kalleja: Die ehrenamtliche Arbeit an den Eurocodes hat auch eine starke politische Bedeutung

Arbeitstagung der Prüfsingenieure in Hamburg / Die Elektronische Bautechnische Prüfsakte ELBA wird jetzt schon in sechs Bundesländern im Live-Betrieb genutzt

Mit einigem Stolz hat der Präsident der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Hartmut Kalleja, bei der diesjährigen Arbeitstagung seiner Vereinigung in Hamburg die sichtliche Zustimmung geschildert, mit der in vielen bauaufsichtlichen Ämtern in Deutschland die *Elektronische Bautechnische Prüfsakte* (ELBA) der BVPI aufgenommen worden ist, mit der das staatliche Genehmigungsverfahren am Bau jetzt erheblich beschleunigt werden kann. Er sagte dies vor nahezu 250 Kolleginnen und Kollegen aus dem ganzen Bundesgebiet und vor zahlreichen Vertretern vieler Baubehörden und Ingenieurbüros – allen voran der Hamburger Senatorin für Stadtentwicklung und Wohnen, Karen Pein (SPD), die den Prüfsingenieuren empfohlen hat, in ihren Bemühungen um eine Fortentwicklung der digitalen Prüfung nicht nachzulassen.

Die Digitalisierung der bautechnischen Prüfung war auf dieser Arbeitstagung eines der am meisten besprochenen Themen. Ihre berufspolitische Vorrangstellung zeige sich, so sagte BVPI-Präsident Kalleja, sehr deutlich in der Existenz von ELBA, der ersten sicher funktionierenden produktunabhängigen Elektronischen Bautechnischen Prüfsakte. Sie sei schon 2021 nach zielgerichteten ersten theoretischen inhaltlichen Überlegungen und entsprechenden innerverbandlichen monetären Abwägungen in die anwendbare Konkrektion überführt worden. Nach einer Reihe weiterführender Vorarbeiten, die sich streng an der Praxis derjenigen orientiert hätten, die an diesem Prozess regelmäßig beteiligt sind, sei sie in sechs Bundesländern in die praktische Umsetzungsphase transferiert worden, nämlich in Baden-Württemberg und Bayern, in Brandenburg, Berlin und Hamburg und in Schleswig-Holstein. Mittlerweile sei auch diese Pilotphase abgeschlossen, denn in diesen sechs Bundesländern seien die an diesem Prozess Mitwirkenden jetzt auch in den Live-Betrieb übergegangen.

Kalleja drückte sehr viel verbandspolitisches Selbstbewusstsein aus, als er seinem Auditorium berichtete, dass die BVPI mit ELBA sowohl bei den Mitgliedern als auch bei den Baubehörden sehr schnell auf großes Interesse gestoßen sei. Nach etlichen Präsentationen in an der Sache interessierten Bauaufsichtsbehörden und nach diversen Vorstellungsrunden dortselbst habe der Leistungsumfang von ELBA in der Zusammenarbeit aller am Prozess der bautechnischen Prüfung Beteiligten immer besser definiert und umschrieben werden können. Als Ergebnis „haben wir“, so sagte Kalleja, „heute in unseren sechs Pilotbundesländern ein Programm zur Verfügung, das nahezu einhundert Prozent

der Anforderungen an die digitale Abwicklung der Prüfung von bautechnischen Nachweisen erfüllt“.

Aber damit nicht genug. Der BVPI und ihren Landesvereinigungen sei es, berichtete Kalleja weiter, auch gelungen, zahlreiche Baugenehmigungsbehörden von der Nutzung der ELBA-Software zu überzeugen, und „bei noch mehr Baugenehmigungsbehörden einen Entscheidungsprozess zur zukünftigen Nutzung von ELBA beziehungsweise zur Einbindung von ELBA in die jeweilige Fachgenehmigungssoftware initiieren können“. Und in Schleswig-Holstein sei die ELBA-Software im vergangenen Jahr sogar in die neue Bauvorlagenver-

ordnung aufgenommen worden. Diese Entwicklung bezeichnete der BVPI-Präsident als eine Ermutigung für die „nahezu selbstverständliche“ Absicht der BVPI und ihrer Landesvereinigungen, „ELBA nun auch auf weitere vpi-Landesvereinigungen und andere Bundesländer ausweiten zu wollen“.

Und an die Senatorin Karen Pein (SPD) gewandt, die an diesem Tag die Aufgabe übernommen hatte, ein hamburgisch-politisches Grußwort an die Prüfsingenieure zu richten, betonte Kalleja, es habe ihn ganz besonders gefreut, dass ELBA in der Hamburger Bauverwaltung von Anbeginn an auf sehr offene Ohren gestoßen sei und dass die BVPI von der Hamburger Bauverwaltung sehr viel praktische und ideelle Unterstützung für die Ausgestaltung dieses Projektes habe erfahren können.

Dort, in der Hamburger Bauverwaltung, ist, wie die Senatorin daraufhin berichtete, vor einigen Monaten mit der Einführung eines digitalen Baugenehmigungsverfahrens begonnen worden. Es habe allerdings, wie Pein eingestehen musste, „zunächst keinen Baustein für die Prüfung der bautechnischen Nachweise enthalten“. Insofern sei es ihr sehr gelegen gekommen, dass die BVPI mit ihrer Software ELBA die Möglichkeit geschaffen habe, genau diese Lücke zu schließen, was aufgrund der reibungslosen Zusammenarbeit der Hamburger Prüfsingenieure mit der Hamburger Behörde auch in sehr kurzer Zeit gelungen sei. Für den derzeit laufenden Praxistest und für die konkrete Einführung der Software erfordere die digitale Baugenehmigung aber nicht nur die Anschaffung neuer Hard- und Software, sondern beispielsweise auch eine Umstellung der bekannten und gewohnten Arbeitsabläufe und nicht zuletzt auch intensive Schulungen der Mitarbeiterinnen und Mit-



Foto: Burgis Wehry Fotografie Hamburg

DER PRÄSIDENT der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Hartmut Kalleja, hat seinen Kolleginnen und Kollegen die derzeit für die Berufspolitik wichtigsten Themen und Probleme erläutert.



Foto: Burgis Weiny Fotografie Hamburg

EIN VOLLER SAAL ist bei den Arbeitstagen der Bundesvereinigung der Prüfengeieure für Bautechnik üblich – so auch dieses Jahr, als mehr als 250 Prüfengeieure und Prüfengeieurinnen und ihre Gäste im Empire Riverside Hotel in Hamburg zusammenkamen.

arbeiter. Lobend wies die Senatorin in diesem Zusammenhang darauf hin, dass „die Hamburger Prüfengeieurinnen und Prüfengeieure diesen Prozess tatkräftig unterstützen und mitgestalten“. Ihr aller Ziel sei es, „gemeinsam mit allen Beteiligten die Rahmenbedingungen zu schaffen, die eine einfache digitale Prüfung ermöglichen und die vorhandenen Hemmschwellen abbauen“.

Ganz allgemein hielt die Senatorin in ihrer Begrüßungsrede im Empire Riverside Hotel, das elegant und prominent zwischen Hamburger Hafen, Elbe und Reeperbahn gelegen ist, den Prüfengeieuren gegenüber nicht mit deutlichem Lob hinter dem Berg. Dieses Lob gelte einer Berufsgruppe, die mit der Prüfung der Ausführungsplanung und mit der Überwachung der Bauausführung seit Jahrzehnten dafür einstehe, dass „das hohe bautechnische Sicherheitsniveau in Deutschland zuverlässig eingehalten“ werden könne. Denn wenn man – nur beispielsweise – allein die vielen großen und bedeutenden Bauwerke in Hamburg betrachte, so die Senatorin, dann werde schon deutlich, wie wichtig es sei, dass sich die Menschen auf deren Standsicherheit und auf einen gut funktionierenden Brandschutz „jederzeit und absolut verlassen können“.

In diesen Themenbereich und damit in das Aufgabengebiet der Prüfengeieure gehöre natürlich auch der Klimaschutz beim Bauen. Es sei gut und wichtig, so die Senatorin, dass auf dieser Arbeitstagung mehrere Vorträge direkt oder indirekt auch diesem Thema gewidmet seien. Schon der Titel eines dieser Referate – Wiederverwendung von Bauteilen (Urban Mining) – mache klar, dass die Kreislaufwirtschaft im Bausektor konsequent weiter ausgebaut werden müsse, nicht nur der Kosten, sondern vor allem auch des Schutzes der Ressourcen und der Vermeidung unnötigen Abfalls wegen. Aber, warnte die Politikerin, das setzt „ein Umdenken bereits in der Planung

voraus“. Die Konstruktion der Gebäude müsse so gestaltet werden, dass Bauteile direkt wiederverwendet oder zumindest die Rohstoffe so sortenrein wie möglich getrennt und recycelt werden können. Eine solche Bauweise werde natürlich auch Auswirkungen auf den Nachweis der Standsicherheit haben, weil viele trenn- und ablösbare bautechnische Verbindungen entstehen würden, was wiederum „ein sehr spannendes Aufgabenfeld für Fachleute wie die Prüfengeieure darstellt“.

Es werden, davon zeigte sich die Senatorin überzeugt, das Recycling und das zirkuläre Baumanagement davon abhängen, wie die praktischen Probleme, die damit zusammenhängen, und wie die Führung der entsprechenden Nachweise gelöst werden können. Auch die Frage, inwieweit der Betonbau zum Klimaschutz beitragen kann – noch ein aktuelles Thema dieser Arbeitstagung – sei eine bedeutende Herausforderung für die Bauwirtschaft und für die Bauverwaltung gleichermaßen. Der Einsatz rezyklierter Gesteinskörnung, der teilweise ja schon genormt ist, sei ein erster Schritt. Aber es müssten noch weitere folgen.

Über einen der wichtigsten dieser Schritte sei sich die Fachwelt mittlerweile sehr einig, dass nämlich bestehende Gebäude vor dem Hintergrund der darin schlummernden sogenannten grauen Energie so weit wie möglich erhalten bleiben sollten. Die neue Nutzung der Bestandsbauten erfordere aber in aller Regel eine bauliche Anpassung. „Das ist“, sagte die Bausenatorin, „gerade hier in Hamburg zurzeit ein großes Thema, wo es oft um die Transformation von Büros oder Kaufhäusern zu Wohnungen geht“. Und dafür müssten nicht nur in Bezug auf die Standsicherheit tragfähige Lösungen gefunden werden, auch die baurechtlichen Regelungen müssen dahingehend überprüft werden, inwieweit sie angepasst werden müssen, und dafür ist, sagte die Senatorin, „der praxiserprobte Ingenieursach-

verstand der Prüfengeieure eine wichtige Bedingung“. Aber auch manche Ansprüche an die Qualität oder den späteren konkreten Zustand des Umbaus oder der Sanierung müssten in diesem Zusammenhang kritisch hinterfragt werden. „Müssen“, fragt die Senatorin, „zum Beispiel Altbauten beim Schallschutz zwingend und um jeden Preis auf den aktuellsten Stand der Technik gebracht werden?“

Als einen weiteren wichtigen Schritt zur Nachhaltigkeit am Bau hat die Senatorin das kostengünstige Bauen und innerhalb dieses Themas die Modulbauweise angesprochen. Sie biete viele Möglichkeiten für kurze Bauzeiten. Und die Fertigung im Werk und die zeit- und kostensparende Montage der Bauteile vor Ort erlaubten einen sehr hohen Automatisierungsgrad, was einen großen Vorteil in Zeiten des Fachkräftemangels darstellen könne. Die Qualität der hergestellten Bauteile werde sich dadurch noch weiter verbessern und der hohe Vorfertigungsgrad mache unabhängiger von den Witterungsverhältnissen auf der Baustelle. Deshalb glaubt die Hamburger Bauverwaltung und mit ihr deren Chefin, diesen Weg weiter ausbauen zu sollen. Da sei es gut, so sagte sie dazu, dass die Prüfengeieure sich im Rahmen ihrer aktuellen Vortragsveranstaltung auch mit dem Brandschutz in der Modulbauweise beschäftigen.

Und damit war die Senatorin bei der Anpassung der Hamburgischen Bauordnung an die Musterbauordnung der Länder angekommen. Die Inhalte dieser Novellierung, an der zurzeit mit Hochdruck gearbeitet werde, sollten sich in Hamburg weitestgehend an der Musterbauordnung orientieren. So will Hamburg es den am Bau Beteiligten ermöglichen, sich besser als bisher in den Vorschriften zu orientieren. „Wir suchen“, sagte Pein, „in den Kernregelungen der Bauordnung für die Standsicherheit und für den Brandschutz einen ganz engen Schulterschluss mit den anderen Bundeslän-

dern, und wir hoffen, damit Prozesse beschleunigen und die stark gestiegenen Baukosten senken zu können, die ja letzten Endes hauptverantwortlich für die zurückgegangene Zahl der Bauanträge für bezahlbaren Wohnraum sind.“

Mit einigen aus landespolitischer Sicht differenzierten Anmerkungen äußerte Senatorin Pein sich zum Stichwort Normung. Hier gelte es, einige zu erwartende Entwicklungen kritisch zu hinterfragen. In dem Vertrag beispielsweise, den die Bundesrepublik Deutschland und das Deutsche Institut für Normung alsbald schließen werden, würden die Bundesländer deshalb den Anspruch erheben, dass die Inhalte der Normung, die über bauaufsichtliche Mindestanforderungen der Länder hinausgehen, deutlich von diesen getrennt sind. Ziel ist es, den am Bau Beteiligten volle Transparenz darüber zu verschaffen, welche baulichen Standards aus Gründen der Sicherheit eingehalten werden müssten und was, darüber hinausgehend, auf Wunsch der Bauherren optional umgesetzt werden könne.

Mit diesem Satz über die praktische und transparente Brauchbarkeit der Normen hat die Senatorin bei den Prüfsingenieuren sehr offene Ohren erreicht, denn auf diesem Sektor ihrer berufspolitischen Arbeit sind sie besonders aktiv und engagiert. „Hier sind wir“, so sagte Präsident Kalleja dazu, „schon seit vielen Jahren zweiseitig unterwegs.“ Auf der einen Seite sei die BVPI eines der Gründungsmitglieder der *Initiative praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen* (PRB) und andererseits arbeiteten ihre Mitglieder sehr tatkräftig und ehrgeizig in den infrage kommenden Ausschüssen des Deutschen Instituts für Normung (DIN) und des Europäischen Komitees für Normung (CEN) mit, insbesondere an der Überarbeitung der zweiten Generation der Eurocodes.

In diesem Zusammenhang erinnerte Kalleja daran, dass die BVPI für die Finanzierung dieser Normenarbeit seit mehr als zehn Jahren einen gesonderten Beitrag in Höhe von 400 Euro pro Jahr erhebt. „Mit diesem Beitrag“, erklärt er, „finanzieren wir unsere PRB-Tätigkeiten und unsere Mitwirkung in den Normungsgremien des DIN und des Europäischen Komitees für Normung, die wegen der zahlreichen damit verbundenen dienstlich begründeten Reisen ziemlich kostspielig werden kann.“ Der Mitgliedsbeitrag für die PRB beispielsweise betrage allein 20.000 Euro pro Jahr, darüber hinaus, so berichtete Kalleja, unterstütze die BVPI das DIN mit noch einmal rund 25.000 Euro pro Jahr und außerdem stelle sie eine Aufwandsentschädigung für ihre Mitglieder im Bereich der Normenarbeit in Höhe von rund 30.000 Euro pro Jahr zur Verfügung.

Der Präsident räumte in diesem Zusammenhang ein, dass auch nach Einschätzung und Beurteilung des Vorstandes der BVPI die Erhebung des Sonderbeitrags für die Normungsarbeit keine Selbstverständlichkeit sei und deshalb auch immer wieder zu ergründen versucht werden müsse, ob dieses außerordentliche Engagement auch wirklich geeignet sei, die berufs- und verbandspolitisch gesteckten Ziele für die Normenarbeit in ausreichender Qualität und Wirksamkeit zu erreichen.

Denn, so erläutert Kalleja diese Bedenken, das Gründungsziel der PRB war und ist es, Vorschläge zur Vereinfachung und Verschlankeung der Normen der zweiten Eurocode-Generation zu erarbeiten und diese in den DIN- und CEN-Gremien durchzusetzen. Auf den ersten Blick mag dieses Ziel in den vergangenen Jahren nicht vollständig erreicht worden sein, räumt Kalleja ein, „bei einer präzisen Analyse der Diskussion und der Entwicklungen der Eurocode-Überarbeitung dürfen wir

aber nicht vergessen, dass die PRB tatsächlich schon viele gute Vorschläge für die Normenverschlankeung erarbeitet hat“.

Dass diese sich nicht alle und in toto in den DIN- und CEN-Gremien haben durchsetzen lassen, „das“, so Kalleja, liege ja angesichts der häufig widerstreitenden multinationalen Heterogenität der europäischen Normenarbeit „in der Natur der Sache“. Daraus aber den Schluss zu ziehen, „dass unsere Arbeit bei und mit der PRB nicht zielführend sei, wäre falsch“. Vielmehr sollten alle Zweifler in dieser Sache auch daran denken, dass die Mitarbeit der BVPI in der PRB und in den DIN- und CEN-Gremien über die reine Fachlichkeit hinaus „eine starke politische Bedeutung hat, denn nur im Verbund mit anderen Verbänden und Organisationen kann sich ein kleiner Verband wie die BVPI bei den regelsetzenden Fachkommissionen und der Politik überhaupt Gehör verschaffen“, so Kalleja. Und das gelte sowohl für den Bereich der Standsicherheit als auch für den Bereich des Brandschutzes – und nicht zuletzt „auch für unsere internationalen Aktivitäten“.

Diese Bemerkung bezog sich auf die Beteiligung der BVPI an der Arbeit von CROSS und IRCC. CROSS (*Collaborative Reporting for Safer Structures*) ist das britische weltweit agierende Meldesystem für konstruktive Probleme und für Probleme des baulichen Brandschutzes, ingenieurtechnische Fehler und Beinaheunfälle, und im IRCC (*Interjurisdictional Regulatory Collaboration Committee*), werden der Meinungs- und Informationsaustausch und die internationale Zusammenarbeit derjenigen Behörden und Organisationen gepflegt, die für die Bauordnungs- und Bauaufsichtssysteme in ihren jeweiligen Ländern zuständig sind.

Aus diesem Grund könne es, führt Präsident Kalleja diesen seinen Gedanken zu Ende, nur heißen, dass wir uns als BVPI und als Prüfsingenieure auch weiterhin und nach Möglichkeit noch intensiver in der PRB, in den Normungsgremien und auf internationalem Parkett engagieren, aber „unser diesbezügliches Engagement regelmäßig objektiv evaluieren“.

Dabei sei es aber wichtig, über die fachliche Arbeit hinaus die Intention dieses Engagements „ausdrücklich als politische Arbeit anzusehen“, denn es gehe nicht nur darum, den Standpunkt der Prüfsingenieure zu verschiedenen Normungsthemen öffentlich zu verdeutlichen, sondern auch darum, die BVPI als Meinungsbildner gegenüber den Fachkommissionen der Bauministerkonferenz und gegenüber den Obersten Baubehörden überzeugend zu positionieren.



Foto: Burgis Wehry Fotografie Hamburg

DIE SENATORIN für Stadtentwicklung und Wohnen in Hamburg, Karen Pein (SPD), hat die Prüfsingenieure gelobt, weil sie seit Jahrzehnten dafür einstehen, dass „das hohe bautechnische Sicherheitsniveau in Deutschland zuverlässig eingehalten“ werden kann.



Foto: Burgis Wehry Fotografie Hamburg

ALS EINEN VOLLEN ERFOLG konnten sie die diesjährige Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfen Ingenieure für Bautechnik in Hamburg verbuchen: Präsident Dr.-Ing. Hartmut Kalleja (l.), der Vorsitzende der Landesvereinigung Hamburg der BVPI, Dipl.-Ing. Christian Kühner, und seine Stellvertreterin, Dr.-Ing. Lydia Thiesemann (r.); die Grüße des Hamburger Senats überbrachte die Senatorin für Stadtentwicklung und Wohnen, Karen Pein (SPD).

Die Arbeitstagung 2023 der BVPI in Hamburg war, wie einer der Teilnehmer zufrieden geäußert hat, „wieder mal ein Knüller“. Sie ordnete sich gradlinig in die Reihe der erfolgreichen Arbeitstagungen der vergangenen Jahre ein, wenn man von dem indirekten Kongress während der Corona-Pandemie einmal absieht. Unter der lokal und regional bestens versierten Regie der Landesvereinigung Hamburg der BVPI ist ein Programm für die Begleitpersonen der an der Arbeitstagung teilnehmenden Prüfen Ingenieure und Prüfen Ingenieurinnen zusammengestellt worden, das seinesgleichen suchte. Nicht nur der traditionelle Lan-

desabend der hamburgischen Landesvereinigung in der legendären Altonaer Fischauktionshalle, sondern auch das touristische Angebot in und um Hamburg herum waren zu Wasser und zu Lande überaus reizvoll und vielseitig, und es animierte sehr viele Gäste der BVPI zur munteren Teilhabe.

Den Abschluss der BVPI-Arbeitstagungen bilden traditionellerweise die „Festvorträge“, deren Themen nicht unbedingt zu den originär fachlichen Themenbereichen der Ingenieure, der Prüfen Ingenieure oder der Prüfsachverständigen zählen müssen, sondern eine

allgemein interessierende Materie behandeln. Dieses Jahr wurde das Problem der Kommunikation in solchen Unternehmen erörtert, wie Ingenieurbüros sie normalerweise darstellen. Referent war der österreichische Musikproduzent, Dirigent und Coach für Führungskräfte Christian Gansch, der unter der Überschrift „Viele Stimmen, ein Ziel – Das Orchester als Erfolgsmodell“ – Koordinierungsüberschneidungen und -komplifikationen in heterogen organisierten und strukturierten Körperschaften beschrieb und aus seiner Praxis als gelernter Musiker und vielfältig agierender Unternehmenscoach Thesen dafür entwickelte, was solche Unternehmen von den Orchestern und deren Arbeitsweise wohl lernen können.

Anhand vieler einleuchtender Beispiele und amüsanten Anekdoten zeigte Gansch seinem Auditorium die Gemeinsamkeiten zwischen Unternehmens- und Orchesterstrukturen auf und was sich daraus für den Alltag in den Unternehmen ableiten lassen könnte. Er lieferte seinen Zuhörern damit einen originellen und sehr unterhaltsamen, immer aber auch lehrreichen Blick hinter die Kulissen der Orchesterwelt, der aber auch grundlegende Fragen der Unternehmensführung und -kommunikation beantworten kann.

Die nächste Arbeitstagung der BVPI findet am 20. und 21. September 2024 in Wiesbaden statt.

Erwartungen erfüllt: Fortbildung für Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauwerken

Der Bau-Überwachungsverein (BÜV) hat die Serie seiner Fortbildungsveranstaltungen für Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauwerken am 13. September 2022 an der Hochschule in München durchgeführt. Die letzte Veranstaltung dieser Reihe in diesem Jahr, an der über 200 Ingenieure und Ingenieurinnen teilgenommen hatten, fand am 10. November 2023 an der Frankfurt University of Applied Sciences statt. Der nächste Lehrgang im kommenden Jahr ist für den 14. und 15. November 2024 terminiert.

Auch bei dieser Fortbildung konnte der BÜV der sehr hohen Erwartungshaltung der Teilnehmenden mit einem hochinteressanten Programm Rechnung tragen. Neben den fachlichen Vorträgen aus Praxis und Wissenschaft stand auch diesmal wieder der fachliche Meinungs- und Erfahrungsaustausch im Fokus, was nur im Rahmen einer Präsenzveranstaltung realisierbar ist. Das Leitthema der diesjährigen Fortbildungsveranstaltung lautete: Elektrochemische Instandsetzungsverfahren – KKS / Chloridextraktion / Realkalisierung und wurde in gewohnter Manier sowohl in

theoretischer als auch in praxisnaher Weise den Lehrgangsteilnehmern nahegebracht. Als Referenten kamen dabei renommierte Persönlichkeiten und ausgewiesene Experten vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), vom Institut für Baustoffforschung (ibac) der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen (RWTH), der Frankfurt University of Applied Sciences sowie aus Planung und Wirtschaft zu Wort.

Besonderer Dank gebührt in diesem Zusammenhang den Mitarbeiterinnen und Mitarbei-

tern der Frankfurt University of Applied Sciences, die sich zum einen als hervorragende Gastgeber empfehlen konnten und zum anderen unterstützend zur Organisation der Veranstaltung beigetragen haben.

Der BÜV empfiehlt allen Interessierten, sich bereits jetzt den Termin für die kommende Fortbildungsveranstaltung Sachkundiger Planer in Aachen vorzumerken, die in Kooperation mit dem Aachener Baustofftag stattfinden wird, und zwar am 14. und 15. November 2024.

Hessisches Wirtschaftsministerium ruft die Prüfsingenieure zur Ausbildung mehr professionellen Nachwuchses auf

Die vpi Hessen hat mit großem Erfolg ihr 35. Fortbildungsseminar Tragwerksplanung in Friedberg mit einem reichhaltigen Potpourri aktueller Vortragsthemen durchgeführt

Am 12. September 2023 hat die Vereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik in Hessen (vpi Hessen) – zusammen mit der Ingenieurkammer Hessen und dem Hessischen Ministerium für Wirtschaft, Energie, Verkehr und Wohnen (HMWEVW) als Mitveranstalter – in der Stadthalle Friedberg die 35. Ausgabe ihres in Fachkreisen seit vielen Jahren sehr renommierten Fortbildungsseminars Tragwerksplanung durchgeführt. Dabei hat der Referent im hessischen Wirtschaftsministerium Dr. Sebastian Bauer den Berufsstand der Prüfsingenieure aufgerufen, für mehr professionellen Nachwuchs in ihren Reihen zu sorgen, und zwar möglichst aus solchen Büros, die sich auf dem Gebiet der bautechnischen Prüfung auch spezialisiert haben.

Nach einer kurzen Einführung durch Dipl.-Ing. Rolf Klarmann, den Vorsitzenden der vpi Hessen, kam der Präsident der Ingenieurkammer Hessen, Dipl.-Ing. Ingolf Kluge, in seinem Grußwort auf die Wichtigkeit der Kenntnisse und der Arbeit von qualifizierten Ingenieurinnen und Ingenieuren bei der Bewältigung aktueller und künftiger Herausforderungen wie etwa der Energiewende zu sprechen. Nur mit Hilfe des *Ingeniums* dieses Berufsstandes könnten diese großen Aufgaben erfolgreich gemeistert werden.

Als Vertreter des Hessischen Ministeriums für Wirtschaft, Energie, Verkehr und Wohnen begrüßte Dr. Sebastian Bauer aus dem Referat Bautechnik (VII 4) dieses Hauses die zahlreichen Teilnehmerinnen und Teilnehmer in der Friedberger Stadthalle. Er postulierte eine größere Anzahl Prüfsingenieure in Hessen und äußerte den Wunsch, dass diese möglichst auch aus solchen Büros stammen sollten, die auf diese Thematik spezialisiert sind. Gleichmaßen forderte er diese Büros dazu auf, ihre Mitarbeiter für die zur Feststellung der fachlichen Eignung notwendigen Prüfungen freizustellen.

Bauer und sein Referatskollege Manfred Günther-Splittgerber erläuterten anschließend die Neuerungen und Entwicklungen im Bauordnungsrecht. Hierbei gingen sie vor allem auf die Historie und den aktuellen Stand der *Hessischen Prüfberechtigten- und Prüfsachverständigenverordnung* (HPPVO) sowie der *Verordnung über Nachweisberechtigte für bautechnische Nachweise nach der Hessischen Bauordnung* (Nachweisberechtigten-Verordnung, NBVO) ein. Für letztere stellten sie eine Novellierung für 2025 in Aussicht, die in der zweiten Hälfte des Jahres 2024 mit den betroffenen Kammern und Verbänden diskutiert werden soll.



Foto: Torsten Reitz/Ingenieurkammer Hessen

EINE VIELGELOBTE TRADITION halten der Vorsitzende der Landesvereinigung Hessen der Prüfsingenieure, Dipl.-Ing. Rolf Klarmann (l.), und der Präsident der Ingenieurkammer Hessen, Dipl.-Ing. Ingolf Kluge, mit ihrem Fortbildungsseminar Tragwerksplanung hoch. Zu dessen regelmäßigen Mitveranstaltern gehört auch das hessische Wirtschaftsministerium, das bei der 35. Seminar-Ausgabe von Dr. Sebastian Bauer (r.) vom Referat Bautechnik vertreten worden ist.

Vielfältige Themen von der Betondruckfestigkeit bis zum Holzbau

In seinem weiteren Verlauf bot das 35. Fortbildungsseminar Tragwerksplanung ein buntes Potpourri aktueller ingenieurtechnischer und ingenieurwissenschaftlicher Themen. Dr.-Ing. Michael Weber von der Ingenieurgruppe Bauen (Karlsruhe) befasste sich damit, wie neue Informationen über alte Gebäude zu einer realitätsnäheren Bewertung bestehender Massivbauwerke führen. Neben einem historischen Überblick über normative Festlegungen (DIN 1045) zeigte er anschaulich, wie man die Betondruckfestigkeit umrechnen kann, was es dabei zu beachten gibt und wie eine statistische Auswertung in Bauwerken oder Bauwerksteilen funktioniert.

Mit dem Thema Holzbau beschäftigte sich Dipl.-Ing. (FH) Markus Rausch von der KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft. (Frankfurt). Der Fokus seines Vortrages lag auf der Schnittstelle zwischen Planung und Ausführung. Nachdem er auf Schnittstellenprobleme aus Sicht des Tragwerksplaners eingegangen war, kam er auf die Kriterien für die Querschnitts- und Materialwahl, die Modellierung, die Anschlüsse und die Verantwortlichkeiten zu sprechen. Sein Fazit lautete, dass eine Planung auf Basis der verfügbaren Materialien erfolgen, die Planung von Detailösungen und Anschlüssen nicht auf die Ausführungs- oder gar die Werkplanung verschoben und die Ausführenden möglichst frühzeitig in den Planungsprozess einbezogen werden sollten.

Dipl.-Ing. Henning Artmann und Dipl.-Ing. Matthias Köplin von der Hilti Deutschland AG gaben im darauffolgenden Vortrag einen Überblick über moderne Befestigungsmittel im Holzbau. Anhand von Video- und Bildmaterial demonstrierten sie praxisnah, wie Dübel, Schrauben und Muttern bei dieser Bauweise so sinnvoll wie innovativ eingesetzt werden können. Als Vorteil zeitgemäßer Verbindungsmittel für Prüfengeieure oder Handwerker benannten sie, dass die Bauteile, sofern sie digital geplant worden seien, auch exakt an der für sie angedachten Stelle eingesetzt würden. Ähnlich wie Rausch zuvor argumentierten auch Artmann und Köplin für eine frühzeitig alle am Bau Beteiligten einbeziehende Zusammenarbeit.

Glasbau, Geotechnik und Erneuerbare Energien aus der Sicht des Prüfengeieurs

Glas im Bauwesen und die DIN 18008 standen im Mittelpunkt des Vortrages von Dipl.-Ing. (FH) Mark Lanzrath (SuP Ingenieure, Darmstadt). Er gab im Anschluss an eine kurze Einführung zu den früheren und derzeit geltenden Regelungsbestimmungen einen ausführlichen Überblick über die in der DIN 18008 zu findenden Bemessungs- und Konstruktionsregelungen. Zu Beginn setzte sich Lanzrath mit den Grundlagen und Begrifflichkeiten auseinander, bevor er zu den Konstruktionsvorgaben für linien- und punktförmige Verglasungen überging. Den letzten Teil seines Vortrages bildeten schließlich die Zusatzanforderun-



Foto: Torsten Reitz/Ingenieurkammer Hessen

Zum 35. Fortbildungsseminar Tragwerksplanung konnte der Vorsitzende der Landesvereinigung Hessen der Prüfengeieure, Dipl.-Ing. Rolf Klarmann, wieder sehr viele Kolleginnen und Kollegen begrüßen.

gen an absturzsichere und begehbare Verglasungen sowie an Instandsetzungsmaßnahmen für betretbare und durchsturzsichere Verglasungen.

Anschließend thematisierte Dr.-Ing. Simon Meißner von der Prof. Quick und Kollegen Ingenieure und Geologen GmbH in Darmstadt die Anforderungen an Baugrunderkundungen und geotechnische Berichte nach Norm und nach dem Kriterienkatalog der NBVO. Zunächst ging er dabei auf die allgemeinen ver-

traglichen und technischen Grundlagen der Geotechnik wie das Baugrundrisiko nach DIN 4020 ein. Danach befasste er sich mit geotechnischen Untersuchungen und den Vorschriften der DIN EN 1997-2. In diesem Zusammenhang lieferte er ein Beispiel für eine unsachgemäße Ausführung. Zum Abschluss erläuterte er den Anwesenden, wie ein Geotechnischer Bericht aussehen muss.

Im letzten Vortrag des 35. Fortbildungsseminars Tragwerksplanung von Dipl.-Ing. Dirk Ponitka von der ita Ingenieurgesellschaft mbH, Wiesbaden, ging es dann um erneuerbare Energien im Zusammenhang mit dem Gebäudeenergiegesetz (GEG). Ponitka gab zunächst einen ausführlichen Überblick über die historische Entwicklung der Anforderungen an den Wärmeschutz beheizter Gebäude von der DIN 4108 aus dem Jahr 1952 bis zum GEG von 2020 sowie des energiesparenden Bauens. Anschließend befasste er sich mit den energetischen Bewertungsgrößen von Gebäuden wie Nutzenergie, Endenergie und Primärenergie, bevor er schließlich auf die Regelungen des Erneuerbare-Energien-Wärmegesetzes (EEWärmeG) und auf die Änderungen des GEG 2023 im Vergleich zu der zuvor gültigen Fassung von 2020 zu sprechen kam. Zum Ende seines Vortrages lieferte er einen Ausblick über die zu erwartenden Neuerungen im GEG 2024 und was Erneuerbare Energien im Sinne des Referentenentwurfes sind.

Ingenieurkammer Hessen



Foto: Torsten Reitz/Ingenieurkammer Hessen

VIELE TEILNEHMER sind bei den Fortbildungsseminaren für Tragwerksplanung im hessischen Friedberg keine Seltenheit, sondern die Regel.

Dr.-Ing. Hubert Verheyen †

Die Landesvereinigung Rheinland-Pfalz der Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für Bautechnik trauert um ihren ehemaligen langjährigen Vorsitzenden Dr.-Ing. Hubert Verheyen, der am 5. August 2023 im Alter von 82 Jahren verstorben ist. Sein Einsatz für den Berufsstand der Ingenieure und der Prüfeningenieure war herausragend und beispielgebend, denn es war Hubert Verheyen stets sehr wichtig, das gesellschaftliche Umfeld aktiv mitzugestalten, in dem die Bauingenieure und die Prüfeningenieure tätig sind. Er hat kommende Entwicklungen früh erkannt und im Sinne des Berufsstandes adäquat agiert, sieben Jahre lang nicht nur als Vorsitzender der Prüfeningenieure in Rheinland-Pfalz, sondern dreizehn Jahre lang auch als Präsident der dortigen Ingenieurkammer.

Hubert Verheyen startete 1972 in Bad Kreuznach in die Selbstständigkeit. Ein Großauftrag – durchaus ein Wagnis für sein damaliges kleines Team – half dem jungen Unternehmen 1974 über die Auswirkungen der Ölkrise hinweg. Parallel dazu begann Verheyen, der 1967 seine Prüfung als Ingenieur (grad.) abgelegt hatte, mit einem Studium an der TH Darmstadt, das er 1980 mit Diplom beendete. Die Mitarbeit an einem Forschungsauftrag zum Brandverhalten von Sandwichplatten unter Prof. Dr.-Ing. Otto Jungbluth führte 1991 zu seiner Promotion.

Verheyens Zielstrebigkeit lässt sich auch an der Erlangung der Anerkennung als Prüfer in einer außergewöhnlichen Kombination von Fachrichtungen ablesen: 1981 zunächst die Anerkennung als Prüfeningenieur für Baustatik in der Fachrichtung Massivbau, 1987 dann in den Fachrichtungen Stahlbau und Holzbau. Als einer der ersten in Rheinland-Pfalz anerkannten Prüfsachverständigen für Brandschutz erlangte er 1998 auch diese Anerkennung. 2001 folgte dann die Anerkennung als Prüfer im Eisenbahnbau. Neben diesen persönlichen Erfolgen entwickelte er sein Ingenieurbüro stetig weiter.



Dr.-Ing. HUBERT VERHEYEN ist am 5. August im Alter von 82 Jahren gestorben.

Als die damals staatlicherseits geplante Privatisierung das bewährte unabhängige Prüfwesen auszuhöhlen drohte, war es für den Berufsstand der Prüfeningenieure und der Ingenieure ein Glücksfall, einen Mann wie Hubert Verheyen an der Spitze der Ingenieurkammer und gleichzeitig der Landesvereinigung der BVPI zu haben. Sein Credo: Die staatlich gewollte Entlastung der Bauverwaltungen und die Verlagerung von Ver-

antwortlichkeiten auf den Bauherrn dürfen nicht zu einem Verlust von fachlicher Qualität und bautechnischer Sicherheit für Leib und Leben führen. Insbesondere galt es, die Unabhängigkeit der Prüfeningenieure zu bewahren. Durch die engagierte und sachkundig zu Ergebnissen geführte Mitwirkung am landespolitischen Prozess der von Verheyen geführten Verbände konnte dies im Rahmen der 2007 vollzogenen Novellierung der Landesbauordnung hervorragend erreicht werden.

Mit seinem zukunftsweisenden Handeln hat Verheyen auch den Aufbau der BVS (Bewertungs- und Verrechnungsstelle) für die Bundesländer Hessen, Rheinland-Pfalz und Saarland mit Sitz in Mainz maßgeblich gestaltet und damit die Unabhängigkeit der Prüfeningenieure wirksam gestärkt – ein Erfolgsmodell, das sich seither bewährt hat und mehrfach übernommen worden ist.

Die Vereinigung verliert mit Dr. Hubert Verheyen einen weitsichtigen, bundesweit anerkannten und geschätzten Kollegen.

*Dipl.-Ing. Martin Hofmann
Vorsitzender vpi Rheinland-Pfalz*

Die BVPI richtete das 82. Verbändegespräch aus: Eine äußerst wichtige Austauschrunde für alle Beteiligten

Am 19. Oktober hat die Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für Bautechnik (BVPI) das 82. sogenannte Verbändegespräch ausgerichtet, die informelle Gesprächsrunde, die sich aus Vertretern der Bundesarchitekten- und Ingenieurkammern sowie derjenigen Berufsverbände zusammensetzt, die sich mit dem Planen und Bauen befassen. Auch die BVPI ist seit vielen Jahren Teil des Verbändegesprächs. Ein solches Gespräch, in dem jeweils aktuelle und wichtige Entwicklungen im gesamten Baubereich besprochen werden, findet in unregelmäßigen Abständen zwei- bis dreimal im Jahr statt.

Auf der Tagesordnung des 82. Verbändegesprächs standen unter anderem ein Bericht des Ausschusses der Verbände und Kammern der Ingenieure und Architekten für die Honorarordnung (AHO) über den Novellierungs-

stand der HOAI, Berichte der Bundesingenieurkammer über die beschränkte Bauvorlageberechtigung sowie über den Wohnungsgipfel der Bundesregierung am 26. September, wo man sich regierungsseitig einig darü-

ber gewesen sei, dass das Planen und Genehmigen deutlich schneller werden und die Aktenberge in den Bauämtern reduziert werden müssten. Auch solle noch in diesem Jahr mit den Bundesländern ein „Pakt für eine Pla-

nungs-, Genehmigungs- und Umsetzungsbeschleunigung“ geschlossen werden. Außerdem hat in dem Verbändegespräch der Verband Beratender Ingenieure (VBI) aus eigenem empirischem Datenbestand aus ihren regelmäßigen Mitgliederbefragungen über die aktuelle wirtschaftliche Situation der planenden Berufe und über die Folgen der Streichung des Paragraphen 3 Absatz 7 Satz 2 der *Verordnung über die Vergabe öffentlicher Aufträge* (Vergabeverordnung, VgV) berichtet.

Daneben hat die Bundesarchitektenkammer über die aktuellen Rahmenbedingungen für den Gebäudetyp „E“ Auskunft gegeben, der nach den Vorstellungen der Architekten neben dem bestehenden System der Gebäudeklassen in der Bauordnung für neue Bauvor-

haben eingeführt werden sollte, ganz im Sinne von einfachem oder experimentellem („E“-Bauen. Für solche Projekte sollen dann die Normen und Richtlinien nicht zwingend gelten, auf die Artikel 85 a der MBO verweist.

Die BVPI hat als Gastgeberin dieses Verbändegesprächs die Gelegenheit genutzt, um den Teilnehmern ihre Elektronische Bautechnische Prüfkarte ELBA vorzustellen, die produktunabhängige Daten- und Kommunikationsplattform für bautechnische Nachweise, mit der die amtlich bestellten Prüfsachverständigen für die Prüfung baustatischer Nachweise und die staatlichen Genehmigungsbehörden deutlich entlastet und das Genehmigungsverfahren am Bau erheblich beschleunigt werden können.

Rund um all' die Themen, die während dieses Verbändegesprächs behandelt worden sind, entwickelte sich zwischen den Gesprächsteilnehmern eine jeweils angeregte Diskussion, bei denen durchaus auch unterschiedliche Sichtweisen auf die einzelnen Gesprächsthemen deutlich wurden. Im Ergebnis zeigte sich allerdings auch in diesem Gespräch einmal mehr, dass die Institution des Verbändegesprächs eine äußerst wichtige und wertvolle Austauschrunde für alle Beteiligten darstellt und eine hervorragende Plattform für die Abstimmung und Vorbereitung gemeinsamer Sichtweisen und Stellungnahmen ist.

Das nächste Verbändegespräch ist für das Frühjahr 2024 geplant.

RA Henning Dettmer; BVPI

Gundolf Pahn aus dem Technischen Koordinierungsausschuss der BVPI verabschiedet – Neuer Leiter wurde Matthias Andres

In der jüngsten Sitzung des Technischen Koordinierungsausschusses der Bundesvereinigung der Prüfsachverständigen für Bautechnik ist Dr.-Ing. Matthias Andres (Bochum) einstimmig zum neuen Leiter gewählt worden. Er löst Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn ab, der den TKA zehn Jahre lang sehr erfolgreich geführt hat und in einer würdigen kleinen Feierstunde vom Präsidenten der BVPI, Dr.-Ing. Hartmut Kalleja, verabschiedet worden ist. Stellvertretender Leiter des TKA ist weiterhin Dipl.-Ing. Jörn Konow aus Mecklenburg-Vorpommern.

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn ist ein ausgewiesener Experte auf den Gebieten des Massiv- und Stahlbaus, konnte aber auch in den übrigen Fachgebieten der Prüfsachverständigen durch sein breites und fundiertes Fachwissen überzeugen und diversen Fachgesprächen innerhalb des TKA oder anderer Fachgremien immer wieder die richtige Richtung geben. Pahn überzeugte durch kollegiales Verhalten und zielorientiertes Vorgehen, und er verstand es, den roten Faden des Gesprächs nie zu verlieren, was in einem Gremium mit sechzehn Landesvertretern nicht immer ganz einfach ist. Mit ruhiger Hand, besonnen, und dennoch stringent, führte er den TKA auf diese Weise zehn Jahre lang. Unter seiner Leitung sind schwierige Aufgaben bewältigt worden, zum Beispiel die Herausgabe des Leitfadens für die statisch-konstruktive Bauüberwachung. Als Benefit, vornehmlich für die Mitglieder der BVPI, standen dabei immer die Behandlung standsicherheitsrelevanter Themen im Fokus sowie Themen des konstruktiven Brandschutzes; und zwar als Hilfestellung für die Kolleginnen und Kollegen bei der täglichen Arbeit.

Der neue Leiter des TKA, Dr.-Ing. Matthias Andres (Bochum), ist als Beratender Ingenieur der Ingenieurkammer Bau von Nordrhein-Westfalen auch Prüfsachverständiger für Baustatik



ZUM NEUEN LEITER des Technischen Koordinierungsausschusses der Bundesvereinigung der Prüfsachverständigen für Bautechnik ist Dr.-Ing. Matthias Andres (l.) gewählt worden. Sein langjähriger Vorgänger, Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn (2.v.l.), wurde vom Präsidenten der BVPI, Dr.-Ing. Hartmut Kalleja (2.v.r.), mit dem Dank der Mitgliedschaft würdig verabschiedet; rechts der wiedergewählte stellvertretende Leiter des TKA, Dipl.-Ing. Jörn Konow.

und staatlich anerkannter Sachverständiger (saSV) für die Prüfung der Standsicherheit (Fachrichtung Massivbau) sowie für den Schall- und Wärmeschutz. Seit 2019 ist er auch Qualifizierter Tragwerksplaner nach der Landesbauordnung von NRW.

Andres absolvierte von 1993 bis 1998 das Studium des Bauingenieurwesens an der Ruhr-Universität Bochum und war 1998 und 1999 Tragwerksplaner bei der Krätzig & Partner In-

genieurgesellschaft mbH in Bochum. Von 1999 bis 2004 arbeitete er als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehr- und Forschungsgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke der Bergischen Universität Wuppertal und promovierte dort auch 2004 über den Stabilitätsnachweis von Schalentragsystemen aus Hochleistungsbeton. 2009 ging er ins Büro Krätzig & Partner zurück, dessen Geschäftsführender Gesellschafter er seit 2011 ist.

Dipl.-Ing. Momcilo Vidackovic: BVPI

Die neue LBO NRW favorisiert Erneuerbare Energien und will den Wohnungs- und den Bestandsbau stärken

Bauministerin Scharrenbach kündigt beim Bautechnischen Seminar in Ratingen Erleichterungen für die Baugenehmigung und mehr Genehmigungsfreiheit an

„Mit der neuen Landesbauordnung bekommt das Bauen in Nordrhein-Westfalen ein Update für mehr Erneuerbare Energie und für den Mobilfunk, und zugleich stärken wir den Wohnungsbau und den Umbau vorhandener Gebäude.“ Mit diesem Satz hat die Ministerin für Heimat, Kommunales, Bau und Digitalisierung des Landes Nordrhein-Westfalen (MHKBD), Ina Scharrenbach, die Teilnehmer des 31. Ratinger Bautechnischen Seminars auf die neue Landesbauordnung von NRW eingestimmt, die am 1. Januar 2024 in Kraft treten soll. Mit dieser schon traditionellen Veranstaltung, die am 24. Oktober 2023 wieder in Ratingen stattgefunden hat, informieren die Landesvereinigung NRW der Prüferingenieure für Bautechnik (vpi NRW), der Landesverband NRW des Verbandes Beratender Ingenieure VBI, die Ingenieurkammer Bau NRW und Scharrenbachs Ministerium selbst, seit dreißig Jahren über die jeweils neuesten bautechnischen Entwicklungen und Vorschriften.

Ein Schwerpunkt des Gesetzentwurfs, so beschreibt die Ministerin die neue Landesbauordnung ergänzend, sei eine Erleichterung des Baugenehmigungsverfahrens. Die neuen Regelungen für eine Genehmigungsfreistellung sähen nämlich vor, dass künftig Wohngebäude bis einschließlich Gebäudeklasse 4 unter bestimmten Voraussetzungen genehmigungsfrei gestellt werden. Mit dieser Änderung, so Scharrenbach, könnten höhere Wohngebäude unter eine Genehmigungsfreistellung fallen, denn bisher war dies nur für Wohngebäude der Gebäudeklasse 1 bis 3 der Fall. Außerdem seien in diesem Gesetzentwurf Änderungen im Zusammenhang mit der Bauvorlageberechtigung vorgesehen. Sie sei ja erforderlich, um Genehmigungsplanungen für die Änderung beziehungsweise die Errichtung sowie den Abbruch von Bauwerken als verantwortlicher Planfertiger unterzeichnen zu dürfen. Mit der Einführung der sogenannten kleinen Bauvorlageberechtigung könnten dann beispielsweise auch bestimmte Handwerksmeisterinnen und -meister und ihnen gleichstellte Personen Bauvorlagen für Gebäude der Gebäudeklasse 1 und 2 erstellen.

Eröffnet hatte dieses Bautechnische Seminar der Vorsitzende der vpi NRW, Dipl.-Ing. Alexander Pirlet, der dazu aufrief, dass „wir Ingenieure, neben der Energieeffizienz der Gebäude, auch die Emissionseffizienz in den Fokus stellen müssen, wenn wir die Klimaneutralität bis 2050 zu erreichen helfen wollen“. Dazu müssten aber die *grauen Emissionen* bilanziert und die CO₂-Reduktion als Planungsziel vereinbart werden.

Eine andere Seite geplanten Umweltschutzes beleuchtete im ersten Fachvortrag des Tages Dipl.-Ing. (FH) Björn Schulz von der Graner +

Partner Ingenieure GmbH in Bergisch Gladbach. Er dokumentierte anhand der historischen Entwicklung des baulichen Schallschutzes von 1938 bis heute, dass die Schutzziele kontinuierlich gestiegen seien und dass gleichzeitig der Umfang der Schallschutznorm von ursprünglich zwei Seiten auf mittlerweile 381 Seiten angewachsen ist. Gleichzeitig seien aber die ursprünglichen Konstruktionsregeln von aufwendigen Rechenverfahren abgelöst worden, in denen die zahlreichen Schallnebenwege nur noch mit entsprechender Software nachgewiesen werden könnten. Dabei seien, so erläuterte Schulz, die höheren Anforderungen an die Luftschalldämmung von Wohnungstrennwänden mit einem Dezibel und an die Trittschalldämmung von Wohnungstrenndecken mit drei Dezibel „nur noch so gerade wahrnehmbar“.

Einen dritten Aspekt des aktiven Umweltschutzes am Bau, das nachhaltige Bauen mit Beton, behandelte Dr.-Ing. Denis Kiltz vom Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein in Bochum. Er stellte die *Quick-Wins* für den Klimaschutz vor, unmittelbar technisch umsetzbare Vorschläge für Bauprodukte und Bauarten, die CO₂-Einsparungen im Betonbau möglich machen. Diese Quick-Wins, die vom Betonverein entwickelt worden sind (siehe auch Seite 63 in dieser Ausgabe), könnten, so sagte Kiltz, heute schon zur Verbesserung der CO₂-Bilanz im Betonbau führen. Dabei sei ein optimierter Entwurf des Tragwerks anzustreben, der mit stringenten vertikalen Lastwegen ohne aufwendige Abfangungen auskomme. Zur Dekarbonisierung des Betons könne die Nacherhärtung des Betons herangezogen werden und zum Beispiel die Festigkeit nach 56 Tagen anstatt nach 28 Tagen vereinbart werden. Langfristig sei der Klinkeranteil des

Zements zu reduzieren. Allerdings würden für die neuen Zemente, wie den CEM II/C-M, zukünftig auch differenziertere Festlegungen für die Anwendbarkeit erforderlich, da nicht mehr alle Betone für alles einsetzbar seien. Aufgrund der chemischen Reaktion (Prozess-emissionen) bei der Herstellung des Zements, könne die CO₂-Bilanz aber auch mit optimierten Betonsorten nur eingeschränkt verbessert werden. Daher sei zusätzlich das CO₂ in anderen Industrieprozessen zu nutzen oder aber zu speichern (*Carbon Capturing*). Die Dekarbonisierung führe dadurch nach Berechnung des Betonvereins zu einer Verteuerung der Massivbauweise um 10 bis 130 Euro je Kubikmeter Beton. Weniger Beton könne daher auch durch Hohlkörper oder Holzhybrid-Bauweisen erreicht werden. Derzeit würden, so berichtete Kiltz weiter, in der *Initiative Praxis-gerechte Regelwerke im Bauwesen* in einem vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) geförderten Forschungsvorhaben die zukünftigen Eurocodes hinsichtlich ihrer Nachhaltigkeit untersucht, um so die Transformation der Bauwirtschaft auf dem Weg zur Klimaneutralität im Bauwesen zu unterstützen.

Über Erfahrungen mit dem Holz-Beton-Verbundbau und über die Entwicklung der CEN/TS 19103 als aktuelles Regelwerk berichtete Prof. Dr.-Ing. habil. Jörg Schänzlin von der Hochschule für angewandte Wissenschaften in Biberach. In seinem Vortrag stellte er heraus, dass die CEN/TS auf den EC 2 und den EC 5 zurückgreift, um das Verbundverhalten von Holz und Beton zu beschreiben. Besondere Bedeutung habe dabei die Steifigkeit der Kerven und die Verbindungsmittel, um die Schnittkräfte zwischen Beton und Holz aufzuteilen, ähnlich dem Stahlverbundbau. Dabei sei allerdings zu beachten, dass Holz ein eher

spröder Baustoff mit einer Grenzdehnung von zwei Promille sei und dass die Streckgrenze der Bewehrung im Beton daher in der Regel nicht ausgenutzt werden könne. Der Beton werde deshalb, so erläuterte Schänzlin weiter, vorwiegend in der Biegedruckzone eingesetzt. Weiterhin sei das Schwinden und Kriechen des Betons auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen, um die Schnittkraftumlagerungen zutreffend zu ermitteln. Dabei könne auf Grund der unterschiedlichen Zeitverläufe des Schwindens auch nach drei bis sieben Jahren der maßgebende Bemessungszeitpunkt eintreten.

Im Vortrag von Dr.-Ing. Wolfgang Roeser von der H+P Ingenieure GmbH (Hegger + Partner) (Aachen) und Dipl.-Ing. Markus Steppeler von der Holzbau-Firma W.u.J. Derix in Niederkrüchten wurde das Holz-Hochhaus *The Cradle* in Düsseldorf vorgestellt. Derzeit würden, so berichten die beiden Referenten, weltweit vermehrt Hochhäuser in Holzbauweise oder Holz-Hybridbauweise ausgeführt. Bei *The Cradle*, einem architektonischen Glanzpunkt im Düsseldorfer Medienhafen, komme das Cradle-to-Cradle Prinzip zum Einsatz, nach dem der Rückbau und die Wiederverwendung ganzer Bauteile bereits mitgeplant

wird. Daher wurden bevorzugt demontierbare Steckverbindungen eingesetzt. Daraus habe sich ein sehr anspruchsvoller Planungsprozess ergeben, der mit kombinierten BIM- und FE-Planungstools dreidimensional baubegleitend durchgeführt worden sei. Für die Ausführung sei deshalb auch eine besonders hohe Präzision möglich gewesen.

Auch die Holz-Beton-Verbundbauweise werde, so prognostizierten Roeser und Steppeler weiter, im Hochhausbau künftig eine tragende Rolle spielen. Es seien bereits hybride Deckensysteme mit vierzehn Meter Spannweite für ein Laborgebäude ausgeführt worden (Tragwerksplanung: Walter Reif Ingenieurgesellschaft mbH, Aachen).

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Längszug hat Stephan Eilers, M.Sc, vom Ingenieurbüro Pirlet & Partner (Köln) erläutert. Aufgrund der üblichen Bauweise mit integrierten haustechnischen Installationen oder Hohlräumen in den Decken in Kombination mit Längszugkräften, zum Beispiel aus Schrägstützen, handele es sich um eine aktuelle und praxisgerechte Aufgabe. Auf der Grundlage von Heft 600 des Deutschen Ausschusses für

Stahlbetonbau (DAfStb) hat Eilers Versuche und Finite-Elemente-Berechnungen beschrieben und daraus eine erweiterte Formel für das Querkrafttragverhalten abgeleitet.

Einen einhundert Meter langen Ponton aus Beton und Stahl im Rhein-Hafen von Köln-Godorf, der als schwimmender Plug-and-Play-Schiffsanleger dient, stellten dann Dr.-Ing. Dirk Tuchlinski von der Ingenieurgesellschaft Tuchlinski, Trippel und Neff Ingenieurgesellschaft (Köln) und seine Kollegen Dr.-Ing. Günter Tranel und Dipl.-Ing. Finn von Reeken von der Eriksen und Partner GmbH Planen und Beraten im Bauwesen (Oldenburg) vor. Sie berichteten sehr anschaulich über diesen Anleger für die Verladung von Mineralölprodukten. Dafür wurde ein einhundert Meter langer Stahlbeton-Ponton in schwimmender Bauweise als sogenannter Jetty errichtet

Der Schwimmponton sei im Trockendock in Papenburg gebaut, über Kanäle nach Köln transportiert und als schwimmender Anleger im Bestimmungshafen angeschlossen worden. Der Ponton hat zwölf Stahlbetonkammern, deren Wände und Decken 25 bis 29 Zentimeter dick sind. Dabei seien auch ungewöhnliche Lastfälle nachzuweisen, wie das



DAS HOLZ-HOCHHAUS The Cradle – hier als Animation abgebildet – das auf dem 31. Ratinger Bautechnischen Seminar detailliert vorgestellt worden ist, stellt das erste Holzhybrid-Bürogebäude in Düsseldorf dar – konzipiert für die nachhaltige Cradle-to-Cradle®-Bauweise. Sie macht die Natur nach: Sie verwendet die meisten genutzten Stoffe wieder, sie verbraucht hauptsächlich ökologisch erzeugte Energie, und sie rechnet die Umweltfreundlichkeit der Produktion der Baustoffe mit ein.

Aufsetzen des Pontons auf Schlick oder der Schiffsanprall als Havarielastfall. Auf dem Ponton sei, so berichteten Tuchlinski und Tranel weiter, dann der Stahlanlagenbau errichtet worden, wobei die Anbindung an das Dock über Brücken in Stahlbauweise vorgenommen worden sei, deren kinematische Lagerung so ausgelegt wurde, dass wechselnde Wasserstände aufgenommen werden können.

Wie in jedem Jahr so stellte auch zum Schluss dieses Bautechnischen Seminars die Oberste nordrhein-westfälische Bauaufsicht aktuelle Entwicklungen in der Landesbauordnung NRW und in der *Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen* (VV TB NRW) vor. Eines der obersten landespolitischen Ziele seien die Einsparung von CO₂-Gebäudeemissionen und der beschleunigte Ausbau der erneuerbaren Energien. Auch der Ausbau der Mobilfunkanlagen solle vereinfacht und die Baugenehmigungsverfahren durch Erleichterungen beschleunigt werden. Unter gewissen

Auflagen solle zukünftig eine Bauvorlageberechtigung auch für Handwerker eingeführt werden. Für die Prüfung des Feuerwiderstandes der tragenden Bauteile wurde am Beispiel der Modulbauweise aufgezeigt, dass die Verformungen unter Brandeinwirkungen maßgebend werden können, um die Integrität der Plattenbekleidung sicherzustellen und den Raumabschluss sicherzustellen.

In der anschließenden Publikumsdiskussion äußerten viele Teilnehmer große Bedenken darüber, dass für Windenergieanlagen künftig auf das Vier-Augen-Prinzip verzichtet werden kann und die CE-Kennzeichnung des Herstellers nach der EU-Maschinenrichtlinien anstelle des Nachweises der Standsicherheit ausreichen solle. Insbesondere für Spannbetontürme mit bis zu 180 Meter Nabenhöhe – auch unter dynamischer und ermüdungsrelevanter Belastung – erschien den Teilnehmern der Verzicht des Vier-Augen-Prinzips in technischer Hinsicht vollkommen unangemessen

– so könne die öffentliche Sicherheit nicht sichergestellt werden. In den Diskussionsbeiträgen wurde sogar befürchtet, dass die Aufgabe der unabhängigen bautechnischen Prüfung solcher Windkraftanlagen zu einem Rückschritt des erforderlichen angestrebten Ausbaus der Windenergie führen könne (siehe hierzu auch das Editorial auf Seite 3). Zu diesem Thema erläuterte Dipl.-Ing. Christoph Heemann, Geschäftsführer der Ingenieurkammerbau NRW und Leiter des dortigen Ingenieurreferats, dass man sich künftig „sehr genau die Leistungserklärungen der Windenergieanlagen ansehen“ müsse, die mit CE-Kennzeichnung errichtet werden. Und Dr.-Ing. Heinrich Bökamp, der Präsident der Ingenieurkammer Bau, hat in seiner Schlussrede diese Sorgen noch einmal aufgegriffen und gleichzeitig auf die zunehmende Verantwortung der Ingenieure im Zusammenhang mit den anstehenden Transformationen im Bauwesen verwiesen.

Dr.-Ing. Wolfgang Roeser, Aachen

Hertle in den Vorstand des internationalen Zentrums für die Identifizierung beispielhafter Bauaufsichtssysteme berufen

Das IBQC beurteilt unterschiedliche baurechtliche Ordnungssysteme in aller Welt und strebt normensetzenden Einfluss auf Politik, Gesetzgebung und Wirtschaft an

Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle, der im Vorstand der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) für das Ressort Bautechnik und Standsicherheit zuständig zeichnet, ist in den Vorstand des Internationalen Zentrums für Bauqualität (*International Building Quality Centre, IBQC*) berufen worden, eine Organisation, die sich als internationales Kompetenzzentrum der Identifizierung international beispielhafter Bauaufsichtssysteme verschrieben hat. Das IBQC wurde 2019 als Reaktion auf die desaströs gefährlichen Missstände gegründet, die Weihnachten 2018 im Opal Tower in Sydney zutage traten, als Anwohner über laute Knallgeräusche, freiliegende Verkleidungen und Risse berichteten. Die wurden später auf eine fehlerhafte Tragwerksplanung und auf die Verwendung nicht geeigneter und qualitativ minderwertiger Baustoffe zurückgeführt.

Nach einer gründlichen Analyse der Ursachen erwartete man in Australien damals weitreichende Änderungen im Umgang mit Anforderungen an Gebäuderegulieren und Qualifikationen von Ingenieuren, um die Gebäudesicherheit zukünftig zu erhöhen und finanzielle Risiken zu minimieren. Bemerkenswert ist, dass als ein Ergebnis der Untersuchung die Forderung nach einem offiziellen Ingenieurregister aufkam, durch welches die unabhängige Prüfung sowohl in den Planungsentwürfen als auch der Bauausführung realisiert werden sollte. Selbsterklärtes Ziel des IBQC, das seinen Sitz in Australien hat, ist es, ein Zentrum für internationale Kompetenzen zu schaffen, in welchem die unterschiedlichen



ROBERT HERTLE vom Bundesvorstand der BVPI wurde in den Vorstand des Internationalen Zentrums für Bauqualität (*International Building Quality Centre, IBQC*) berufen.

Bauaufsichtssysteme sowie bauordnungsrechtliche Belange in aller Welt evaluiert und bewertet werden. Ziel soll dabei die Einflussnahme auf Politik, Gesetzgebung und Wirtschaft sein, um gesetzliche Regelungen und Normen zu schaffen, welche die Bauwerksicherheit, die Kosteneffizienz und die Nachhaltigkeit im Zusammenhang mit Gebäuden steigern soll.

Nach dem vieljährigen Engagement, das die Vorstände der BVPI in mehreren internationalen Organisationen mit den Schwerpunktthemen Gebäudesicherheit und Bauaufsichtssysteme in den vergangenen Jahren entwickelt haben, ist die Berufung Professor Hertles in



DIESES GEBÄUDE – der Opal-Tower in Sydney – ist für eine gefährlich-desaströse fehlerhafte Tragwerksplanung und für die Verwendung nicht geeigneter und qualitativ minderwertiger Baustoffe bekannt geworden – was letzten Endes der auslösende Faktor für die Gründung des Internationalen Zentrums für Bauqualität IPQC war.

MDRX/Wikipedia

den Vorstand des IRQC ein weiterer ersichtlicher und offenkundiger Fortschritt der zielgerichteten und geduldigen internationalen berufspolitischen Arbeit der BVPI in den Gremien und auf den Tagung von IRCC (Inter-jurisdictional Regulatory Collaboration Committee), CEBC (Consortium of European Building Control) und CROSS (Collaborative Reporting for Safer Structures). Und sie ist eine deutliche Anerkennung, die den deutschen Prüfingenieuren und ihrer Leistungsfähigkeit auf dem Gebiet der Standsicherheit und des Brandschutzes sowie als Teil des deutschen Bauaufsichtssystems auf internationalem Parkett zuteilwird, wo die BVPI seit Jahren die beispielgebenden Vorzüge des deutschen unabhängigen Vier-Augen-Prinzips in der bautechnischen Überwachung und Kontrolle anempfiehlt.

Ein weiteres Mitglied des IBQC-Vorstandes ist übrigens Dame Judith Hackitt aus Großbritannien, die in Deutschland durch ihren offiziellen Untersuchungsbericht über den Brand des Grenfell-Towers in London Bekanntheit erlangte. Dies ist, weil auch Hackitt in ihrem Land nach diesem schrecklichen Brandereignis die unabhängige bautechnische Prüfung als Vorbild ins Gespräch gebracht hat, ein weiterer Erfolg des internationalen Engagements zur Verbreitung der Idee der unabhängigen bautechnischen Prüfung, das sich besonders im deutschen Vier-Augen-Prinzip des Prüfingenieurwesens manifestiert.

Dipl.-Ing. Christian Klein; BVPI

Großbritannien meldet Schadensfälle und Probleme mit tragenden Elementen aus bewehrtem Porenbeton

Mehr als einhundert Schulen konnten im Sommer ihren Betrieb nicht aufnehmen, weil die Dachkonstruktionen Risiken für die Sicherheit der Schüler vermuten ließen

In Großbritannien konnten in diesem Sommer über hundert Schulgebäude – manche Quellen vermelden bis zu 174 – nicht genutzt werden, weil in ihnen tragende Elemente aus bewehrtem Porenbeton (*Reinforced Autoclaved Aerated Concrete, RAAC*) verbaut und weil sie deshalb als unsicher eingestuft worden sind. Ausschlaggebend für die Entscheidung, die Schulen zu schließen, waren offenbar vermutete Risiken für die Sicherheit der Schüler. Da auch hierzulande einige Fragen bezüglich der Sicherheit von bewehrten Porenbetontragwerken zu erwarten sind, wird hier kurz zusammengefasst, was in dieser Sache bisher in Erfahrung gebracht werden konnte.

Als wertvolle Informationsquelle hierfür dienen die Berichte der *Collaborative Reporting for Safer Structures* (CROSS), die sich schon seit einiger Zeit mit auftretenden Problemen in Bezug auf die Verwendung von bewehrten Porenbeton beschäftigt. CROSS ist ein Instrument der vorbeugenden Schadenserkennung

und Aufklärung, das seit 2005 in Großbritannien aktiv ist. CROSS sammelt Berichte über sicherheitsrelevante Themen der am Bau beteiligten Akteure, hauptsächlich von Ingenieuren und Architekten, und publiziert sie nach einer fachlichen Bewertung eines Expertengremiums in anonymisierter Form. Ziel dieser

Aktivität ist es, erlangte Erkenntnisse über sicherheitsrelevante Sachverhalte zu kommunizieren, denen unter normalen Umständen keine Aufmerksamkeit zukommen würde. Die Ergebnisse werden auf einer Internetseite der interessierten Allgemeinheit zur Verfügung gestellt.

Bei den erwähnten tragenden Elementen aus Porenbeton handelt es sich zumeist um bewehrte Decken- beziehungsweise Dachelemente oder -platten. Eine typische Ursache für ein erhöhtes Risiko im Umgang mit diesen Elementen muss im Zusammenhang mit mangelnder Wartung gesehen werden. So werden folgende Ursachen häufig genannt:

- Korrosion der Bewehrung, welche zu Rissen und zum Abplatzen der „Betondeckung“ führen könnte,
- ausgeprägte Rissbilder, die in Zusammenhang mit Bewegungen der Platten aufgrund von Feuchtigkeits- und Temperaturschwankungen gesehen werden,
- starke Verformungen aufgrund von Kriechen unter Last, welche im Umkehrschluss zu zum Beispiel Wassersäcken mit Begleitwirkungen auf Dächern führen können,
- mangelnde Verbundwirkung zwischen den einzelnen Decken- und Dachplatten und somit gestörte Querverteilung des Lastabtrages.

Diese Schäden sollten eigentlich bei einer regelmäßig durchgeführten Bauwerksprüfung auffallen. Daneben wurden aber auch konstruktive Mängel für solche Elemente identifiziert, die in Großbritannien verwendet wurden:

- Konstruktive Ausbildung der Querbewehrung besonders im Auflagerbereich (und damit begünstigte Korrosion),
- geringe Auflagertiefe der Elemente auf stützenden Konstruktionen,
- Verlust der Haftwirkung zwischen Bewehrung und „Beton“.

Diese Mängel werden auch in Verbindung mit Herstellungsprozessen und Qualitätsabweichungen gebracht, die womöglich auch auf eine zur damaligen Zeit mangelhafte Standardisierung dieser Produkte zurückgeführt werden können.

Hierzu muss jedoch erwähnt werden, dass diese risikobehafteten Produkte vor 1980 hergestellt und verbaut worden sind. Für den Einsatz ab Mitte 1980 wird aufgrund unterschiedlicher Bemessungsvorgaben und Herstellungsprozesse ein diesbezügliches Risiko eher ausgeschlossen. Dies wird für nach Eurocodes bemessene Elemente mit CE-Kennzeichnung nach EN 12602 ebenfalls angemerkt.

Im Verhältnis zu dem vielfältigen Einsatz dieser Produkte sind in Großbritannien bisher nur wenige konkrete Versagensfälle bekannt geworden, wahrscheinlich tatsächlich nur insgesamt fünf.

Erwähnt wird in den CROSS-Berichten auch, dass bis in die 1990er Jahre Versagensfälle von Dachelementen aus bewehrtem Porenbeton aufgetreten sind, die Mitte der 1960er Jahre eingebaut worden waren. Die beschädigten Konstruktionen wurden meistens abgerissen.

Auf der Webseite der *Institution of Structural Engineers* (IstructE), einer weltweit tätigen Berufsorganisation für konstruktiven Ingenieurbau, die im Vereinigten Königreich ansässig ist und über 23.000 Mitglieder in 105 Staaten hat, sind zwei Berichte frei verfügbar, die die Untersuchung und Bewertung dieser Konstruktionen unter den genannten Gesichtspunkten zum Inhalt haben: „RAAC – Investigation and Assessment“ und „RAAC – Investigation and Assessment – Further Guidance“.

In Deutschland sind bis dato keine Probleme mit bewehrtem Porenbeton bekannt geworden. Es ist auch zu vermuten, dass mit der hierzulande üblichen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für solche Produkte und den damit verbundenen Qualitätssicherungsmaßnahmen ein höheres und konstanteres Qualitätsniveau erreicht wird als es in Großbritannien üblich war.

Dipl.-Ing. Christian Klein; BVPI

Das Konsortium der Europäischen Bauaufsichten (CEBC) analysiert die konkreten Systemfolgen neuer EU-Gesetze

Beim Arbeitstreffen im Oktober in Helsinki standen die CO₂-Reduktion und daraus resultierende Maßnahmen für die europäischen Bauaufsichten auf der Tagesordnung

Vom 22. bis zum 24. Oktober 2023 fand in Helsinki das 67. Arbeitstreffen des Konsortiums der Europäischen Bauaufsichten (*Consortium of European Building Control* CEBC) statt, in dem die Bundesvereinigung der Prüfen Ingenieure für Bautechnik (BVPI) seit 2011 Mitglied ist, um sich am Informationsaustausch via Umfragen zu den unterschiedlichen Bauaufsichtssystemen in Europa direkt und konstruktiv beteiligen zu können. In Helsinki stand die CO₂-Reduktion und daraus sich ergebende Maßnahmen für die Bauaufsichten im Vordergrund. Auch spezielle Themen wie die RAAC-Problematik in Großbritannien, also der Einsatz bewehrten Porenbetons (siehe auch Seite 17) und das große Erdbeben in der Türkei zu Beginn dieses Jahres standen auf der Tagesordnung der Beratungen.

Das CEBC beschäftigt sich unter anderem mit den Folgen neuer europäischer Gesetze und Verordnungen, für die verschiedenen europäischen Systeme. So steht zum Beispiel die Novelle der Bauproduktenverordnung stets ganz oben mit auf den Tagesordnungen.

Durch ihre Mitgliedschaft im CEBC kann die BVPI ihre Funktion als Ansprechpartner der Vertreter der Bauministerkonferenz besser

wahrnehmen, die, so die Hoffnung vieler Beteiligten, ihre Aktivitäten auf europäischer Ebene in diesem Kreis ebenfalls intensivieren wird.

Für interessierte Prüfen Ingenieure und Prüfen Ingenieurinnen sind die auf der neu erstellten Webseite des CEBC hinterlegten frei zugänglichen Informationen und Berichte gegebenenfalls von Interesse (<https://cebc.eu>).

Das CEBC nennt sich „Die Stimme der europäischen Bauaufsicht“ und hat sich die Aufgabe gestellt, Expertenwissen über die Systeme der Bauaufsichten auf nationaler sowie auf europäischer Ebene zusammenzutragen und seinen Mitgliedern bereitzustellen.

Die Mitglieder des CEBC rekrutieren sich aus Berufsorganisationen, staatlichen Organen oder vergleichbaren Organisationen, oder sie



IN HELSINKI fanden sich im Oktober 2023 die aktiven Delegierten des Konsortiums der Europäischen Bauaufsichten (CEBC) zu ihrem 67. Arbeitstreffen zusammen. In diesem Gremium ist die Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik seit 2011 Mitglied, um sich am Informationsaustausch über die unterschiedlichen Bauaufsichtssysteme in Europa direkt und konstruktiv beteiligen zu können.

arbeiten in den Bauaufsichten ihrer Staaten und sind damit direkt an der Gebäudekontrolle oder an der Entwicklung geeigneter Gesetze und Standards in Bezug auf Gesundheit, Sicherheit, Zugänglichkeit, Energieeinsparung und Nachhaltigkeitsaspekte der gebauten Umwelt beteiligt.

Ziel von CEBC ist es, einen Beitrag für steigende Sicherheit und Nachhaltigkeit im gesamten Bauwesen zu leisten und dabei moderne Bauaufsichtssysteme zu propagieren, die gleichzeitig effizient und geschäftsfreundlich sind. Ansatz dafür ist das kontinuierliche Zusammenstellen von Informationen, Analysen, Vergleichen und Bewertungen von unterschiedlichen Bauaufsichtssystemen in Hinblick auf *best practice*. Es werden dabei auch neue Trends in der Bauausführung und für Bauprodukte verfolgt und Erfahrungen damit gesammelt. Die erwähnenswerten Ergebnisse dieser Analysen und Bewertungen werden in CEBC-Building-Reports veröffentlicht.

Dipl.-Ing. Christian Klein; BVPI

Nächster Ausbildungslehrgang für Schutz und Instandhaltung von Betonbauwerken Anfang Februar an der Uni in Hamburg

Der planende Ingenieur hat bei der Betonsanierung eine gesetzliche Bringschuld: Er muss die technischen Baubestimmungen der jeweiligen Bundesländer anwenden

Der Bau-Überwachungsverein (BÜV) hat, wie wir in den vergangenen Ausgaben bereits mitgeteilt hatten, die Zahl seiner Ausbildungslehrgänge für Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauwerken von einmal auf zweimal jährlich erhöht und 2019 schon inhaltlich an die neue Technische Regel (TR) Instandhaltung von Betonbauwerken (Teil 1 und Teil 2, Stand Mai 2020) des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) angepasst. Sie gilt zwischenzeitlich als eingeführt und ist in nahezu allen Bundesländern in Gebrauch genommen. Momentan laufen die Planungen des BÜV für den 21. Ausbildungslehrgang im kommenden Jahr an der Hafen-City-Universität in Hamburg. Er wird von Montag, dem 19. Februar, bis einschließlich Samstag, den 24. Februar, stattfinden.

Die Einführung der neuen DIBt-TR Instandhaltung, die weite Teile der Richtlinie *Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen* (RiLi SIB) des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) vom Oktober 2001 ersetzt, hat den Sachkundigen Planern mehr Planungssicherheit gebracht. Daraus ergibt sich, dass der planende Ingenieur als Grundlage seiner Arbeit zwingend auf die eingeführten technischen Baubestimmungen der jeweiligen Bundesländer zurückgreifen muss, was als Bringschuld gegenüber dem eigenen Bauherrn oder Auftraggeber zu werten ist. Dies ist eine wesentliche Forderung aus dem Bau-recht und dem Auftraggeber vertraglich geschuldet.

Der Bau-Überwachungsverein bietet seine Lehrgänge in Kooperation mit der Bayerischen BauAkademie in Feuchtwangen, der Bayerischen Ingenieurekammer Bau (München) und der Hafen-City-Universität Hamburg an, und zwar in Zusammenarbeit mit der DPÜ-Zertifizierungsstelle GmbH, die als Personal-zertifizierungsstelle nach DIN EN ISO IEC 17024 von der Deutschen Akkreditierungsstelle (DAkkS) akkreditiert ist.

Die Ausbildung erstreckt sich über jeweils sechs Tage und schließt mit einer schriftlichen und mündlichen Prüfung und der Möglichkeit ab, sich als *Sachkundiger Planer* zertifizieren zu lassen.

Der jüngste, der 20. Ausbildungslehrgang, ist an der Bayerischen BauAkademie in Feuchtwangen von Montag, dem 9. Oktober, bis Freitag, den 14. Oktober 2023, durchgeführt worden; vorher aber, nämlich am Freitag, dem 6. Oktober 2023, wurden, was inzwischen eingeschlossene Normalität ist, mit den Teilnehmern im Rahmen eines Webinars die wichtigsten Grundlagen dieses Themas wiederholt, um den sehr vollen Stundenplan der dann folgenden Präsenzveranstaltung zu entlasten, die ohnehin Bestandteil des Hochschulstudiums waren, und somit nur als Auffrischung zu betrachten sind. Beworben hatten sich und am Ausbildungslehrgang und somit an der schriftlichen und mündlichen Prüfung teil-

genommen haben 29 Kandidaten und Kandidatinnen, von denen 26 die Prüfung bestanden haben.

Bei der Zulassung zur Teilnahme wurden, wie immer, neben jenen Bewerbern, deren primäres Ziel die Erlangung eines gesonderten professionellen Qualitätsmerkmals in Form einer Zertifizierung gemäß DIN EN ISO/IEC 17024 ist, auch rein an der Vortragsreihe Interessierte und Techniker von ausführenden Unternehmen berücksichtigt. All jene, die die dafür geforderte fünfjährige Berufserfahrung auf besagtem Gebiet nachgewiesen und die die schriftliche und mündliche Prüfung mit Erfolg bestanden haben, bekamen eine Urkunde mit der Prägung des Ausbildungsbeirates Sachkundiger Planer überreicht, abgestempelt vom Bau-Überwachungsverein; sie dürfen nunmehr die Bezeichnung Sachkundiger Planer führen.

Der schriftlichen und mündlichen Prüfung war eine gründliche Ausbildung vorangegangen, bei der ausgewählte Experten vertiefende Kenntnisse vermittelt haben, beispielsweise über das Technische Regelwerk, die Technische Baubestimmung für die Instandhaltung, diverse Instandsetzungssysteme- und -produkte, Oberflächenschutzsysteme und Betonkorrosionen (Instandsetzung, Prinzipien und Verfahren).

Von Montag bis Freitag mit im Durchschnitt neun Vortragsstunden pro Tag mussten sich die Lehrgangsteilnehmer und -innen einem

fachlich sehr anspruchsvollen Programm unterziehen, an dessen Ende jeden Tag die eigeninitiierte Rekapitulation des vermittelten Fachwissens, auch als Vorbereitung auf die anstehende Prüfung, stand.

Anders als bei anderen einschlägigen Ausbildungsstellen, die ein modulares Ausbildungssystem präferieren, hat sich die vom BÜV praktizierte Ausbildung *en bloc* als für die Teilnehmenden sehr vorteilhaft erwiesen, was auch von den aktuellen Prüfungsergebnissen voll und ganz bestätigt wird.

Für den 21. Ausbildungslehrgang vom 19. bis einschließlich 24. Februar 2024 in Hamburg empfiehlt der BÜV, dass (zertifizierungswillige) Teilnehmer sich jetzt schon bewerben und im ersten Schritt dem BÜV folgende Bewerbungsunterlagen digital einsenden:

- einen formlosen Antrag auf Teilnahme am Lehrgang,
- einen tabellarischen Lebenslauf mit Lichtbild,
- Kopien des Diploms (soweit in Besitz), mit- samt Zeugnis eines Bachelor-, Master- oder eines gleichwertigen Abschlusses einer ingenieur- oder naturwissenschaftlichen Fachrichtung oder des Studiums an einer FH, TH oder Universität,
- den Nachweis einer mindestens fünfjährigen Berufserfahrung auf dem Gebiet der Betoninstandsetzung in Form einer chronologisch geordneten Projekt- beziehungsweise

ungsweise Referenzliste mit Beschreibung der wichtigsten Eckdaten sowie aller Charakteristika der gelisteten Arbeiten.

Nach vorher angemeldeter und dann bestandener Prüfung sowie im Sinne der angestrebten Zertifizierung müssen eine fachliche Unabhängigkeitserklärung und ein polizeiliches Führungszeugnis beigebracht werden, das nicht älter als drei Monate sein darf.

Bewerbungen und Anfragen sind ausschließlich auf digitalem Wege zu richten an:

Bau-Überwachungsverein BÜV
Dipl.-Ing. M. Vidacković
vidackovic@bvpi.de

Die Bewerbung verpflichtet oder berechtigt die Kandidaten oder Kandidatinnen noch nicht zur Teilnahme. Erst nach der Auswertung der Bewerbungsunterlagen wird die Prüfungskommission sie darüber informieren, ob sie

- zur Ausbildung,
- zur Ausbildung mit Prüfung oder
- zur Ausbildung mit Prüfung und (der gegebenenfalls späteren) Zertifizierung

zugelassen werden können. Erst dann ist die verbindliche Entscheidung des Kandidaten oder der Kandidatin im eigenen Ermessen darüber fällig, ob er oder sie an diesem Ausbildungslehrgang wirklich teilnehmen wollen oder nicht.

Die Auslandsarbeit der BVPI ist immer ergebnisreicher Sehr erfolgreiche Sitzungen internationaler Gremien

DIBt-Präsident Gerhard Breitschaft wurde zum neuen Vorsitzenden des IRCC gewählt „Bestandserhalt, Umbau und Umnutzung sind als wertvolle Ressourcen zu sehen“

Die Auslandsarbeit der Bundesvereinigung der Prüfen Ingenieure für Bautechnik (BVPI) trägt immer deutlichere Früchte. Einerseits ist BVPI-Vorstandsmitglied Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle in den Vorstand des Internationalen Zentrums für Bauqualität (IBQC) berufen worden (siehe Seite 16), andererseits hat Hertle dem Vorstand der BVPI berichten können, dass die jüngste Sitzung des internationalen Verbandes für den weltweiten Austausch über Bauordnungs- und Bauaufsichtssysteme (*Jurisdictional Regulatory Collaboration Committee IRCC*), „aus unserer Sicht außerordentlich erfolgreich verlaufen“ sei. Auf dieser Sitzung ist der Präsident des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), Dipl.-Ing. Gerhard Breitschaft, zum IRCC-Vorsitzenden gewählt worden. Genauso erfolgreich war die Jahresversammlung des *International Code Council* (ICC), des weltweit führenden Verbandes für Gebäudesicherheitslösungen, auf deren nächster Jahreshauptversammlung Hertle an einer internationalen Podiumsdiskussion teilnehmen wird.

Das IRCC ist eine Plattform nicht nur für den internationalen Austausch und die weltweite Zusammenarbeit bezüglich der Anwendung von Bauordnungs- beziehungsweise Bauauf-

sichtssystemen, sondern auch ein internationales Forum, das Regelsetzer im Bauwesen über Grenzen und Kontinente hinweg miteinander ins Gespräch bringt. Ziel der Teil-

nahme Hertles an der jüngsten IRCC-Sitzung in Christchurch in Neuseeland war es, die im vergangenen Jahr dort vorgestellten deutschen Methoden für den Umgang mit Be-

standsbauwerken noch eingehender vorzustellen und zu erläutern. Das hat, wie Hertle im Anschluss berichten konnte, dazu geführt, dass diese Methoden jetzt „als Maßstab akzeptiert und auf globaler Ebene weiter verfolgt“ werden.

Daneben waren viele Themen von gesellschaftlicher Relevanz bei der dreitägigen Sitzung der IRCC-Mitglieder zur Sprache gekommen: Festlegungen für die Nachhaltigkeit in den Bauordnungen, erhöhtes Risiko im Brandschutz in sozialen Brennpunkten, die Einsturzgefahr zahlreicher öffentlicher Gebäude und Schulen in Großbritannien (siehe Seite 17) und als Schwerpunktthema der Umgang mit Bestandsgebäuden.

Ähnlich produktiv im Sinne der BVPI-Berufspolitik war die vor wenigen Wochen in St. Louis veranstaltete ICC-Annual Conference, an der auf Einladung des ICC die BVPI-Vorstandsmitglieder Dr.-Ing.-Ing. Markus Wetzel und Professor Hertle teilgenommen haben. Der ICC (*International Code Council*) ist die nach eigenen Angaben weltweit führende Quelle für Mustercodes und -normen sowie für Gebäudesicherheitslösungen, Produktbewertungen, Akkreditierungen, Schulungen und Zertifizierungen. Die Kodizes, Standards und Lösungen des Code Council werden verwendet, um sichere, erschwingliche und nachhaltige Gebäude weltweit zu gewährleisten. Der Vorsitzende (CEO) des ICC, Dominic Sims, hat Hertle die Einladung zur Teilnahme an der Podiumsdiskussion der General Assembly des ICC im kommenden Jahr in Long Beach ausgesprochen.

Als zielführend im Sinne der Intentionen der Auslandsarbeit der BVPI ist auch, dass das ICC, wie Hertle seinen Vorstandskollegen weiter berichtete, in den Vereinigten Staaten jetzt eine *Guideline* für die regelmäßige Überprü-



ZUM NEUEN CHAIRMANN des internationalen Verbandes für den weltweiten Meinungs- und Informationsaustausch über Bauordnungs- und Bauaufsichtssysteme (*Jurisdictional Regulatory Collaboration Committee, IRCC*) ist der Präsident des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), Dipl.-Ing. Gerhard Breitschaft, gewählt worden, hier zusammen mit dem bisherigen Chairman des IRCC, Neil Savery, und der Leiterin des IRCC-Sekretariats, Judy Zakreski.

fung von Bauwerken veröffentlicht wird, die im Wesentlichen eine Kopie der VDI-Richtlinie 6200 darstelle, deren Obmann Hertle ist.

Dass der Präsident des DIBt jetzt auch dem IRCC als „Chairman“ vorsteht, sieht man im DIBt als einen großen Erfolg deutscher und vor allem der Bemühungen des DIBt an, weltweite Überzeugungsarbeit für mehr Nachhaltigkeit am Bau zu leisten. Dafür wird jetzt in hohem Maße auch Breitschaft verantwortlich zeichnen. Bereits Breitschafts Vorgänger, Neil Savery, hatte die Aufgabe des IRCC darin gesehen, „grundlegende Fragen zu diskutieren, die nicht nur technisch, sondern auch politisch und gesellschaftlich relevant sind“. Hieran möchte Breitschaft, wie er nach seiner Wahl sagte, festhalten und sich „insbesondere bezüglich der technischen und bauordnungsrechtlichen Möglichkeiten zur Reduzierung der Treibhausgasemissionen im Bauwesen in-

ternational austauschen“. Aber auch der finanzielle Aspekt sei dabei zu betrachten, denn eventuell höhere Baukosten für den nachhaltigen Neubau oder Umbau müssten, so sagte Breitschaft, mittels eines sparsamen Betriebes über die ganze Gebäudelebensdauer rückfinanziert werden. Dazu würden neue, längerfristige Kreditmodelle benötigt.

Die Situation in Deutschland fasste DIBt-Präsident Gerhard Breitschaft dabei wie folgt zusammen: „In Deutschland findet derzeit ein Umdenken in Bezug auf den Bestand statt. Er wird zunehmend als die wertvolle Ressource wahrgenommen, die er ist. Die Themen Bestandserhalt, Umbau und Umnutzung werfen jedoch auch komplexe technische, ökonomische und rechtliche Fragen auf. Es besteht gleichermaßen noch viel Bedarf an technischer Forschung und Diskussion über die Gestaltung des Regelungsrahmens.“



IM KREISE SEINER NEUEN VERBANDSKOLLEGEN fühlt sich der Präsident des Deutschen Instituts (DIBt), Dipl.-Ing. Gerhard Breitschaft – hier ganz in der Mitte –, als neuer Vorsitzender des internationalen Verbandes für den weltweiten Austausch über Bauordnungs- und Bauaufsichtssysteme (IRCC) sichtlich wohl.

Neues aus dem DIBt: Tragende Steckbausteine aus Holz, höhere Brandschutzverglasungen und größere PV-Module

Die Novellierung der Bauproduktenverordnung kommt voran: Sie soll die technische Harmonisierung verbessern und den EU-Binnenmarkt grüner und digitaler machen

Wie in jedem Jahr, so hat die Bundesvereinigung der Prüfen Ingenieure für Bautechnik (BVPI) auch in diesem Jahr den fachlichen Teil ihrer alljährlichen Arbeitstagung mit einem aktuellen Bericht aus dem Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) begonnen, den dieses Mal Dipl.-Ing. Andreas Kummerow, Abteilungsleiter Konstruktiver Ingenieurbau im DIBt, erstattet hat. Er behandelte in seinem Vortrag (1) Neues aus dem DIBt (mit einigen interessanten Neuheiten und Entwicklungen aus dem Zulassungsbereich und der technischen Regelsetzung), (2) die Entwicklung des nationalen Regelungsrahmens, vor allem im Bereich Nachhaltigkeit, (3) die Novelle der Bauproduktenverordnung und (4) den sogenannten CPR-Acquis-Prozess, jenen von der Europäischen Kommission initiierten europaweiten Informationsmechanismus, der das Ziel hat, die technische Harmonisierung nach der Bauproduktenverordnung (CPR) wirkungsvoller zu gestalten und die bestehenden technischen Spezifikationen zu überarbeiten.

1 Neues aus dem DIBt

Einer der Höhepunkte in diesem Jahr war die internationale Eurocode-Konferenz, die in Berlin und gleichzeitig online am 24. Mai 2023 stattfand, eine sehr gelungene Veranstaltung mit weltweiter fachlicher Ausstrahlung. Bei den Diskussionen wurde deutlich, was für einen Spagat diejenigen machen müssen, die den Umfang von Normen verringern, gleichzeitig aber dem Stand der Technik Rechnung tragen sollen. Mehr als 1500 Tragwerksplaner, Architekten, Prüfen Ingenieure, Sachverständige und Vertreter der Bauaufsichten aus 66 Ländern waren im Hybridformat zu dieser Konferenz zusammengekommen. Insgesamt wirken an der Weiterentwicklung und Erweiterung der Eurocodes, der sogenannten 2. Generation, rund 15.000 Experten mit. Damit stellt das Vorhaben das bisher umfangreichste Normungsprojekt der EU-Geschichte dar. Unterstützt wurde die Tagung von der Europäischen Kommission, von den Bundesministerien für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (BMWSB) sowie für Digitales und Verkehr (BMDV) sowie von der *Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen* (PRB), in der sich, neben der Bundesvereinigung der Prüfen Ingenieure für Bautechnik, seit 2011 bedeutende Verbände, Ingenieurvereinigungen und technisch-wissenschaftliche Gesellschaften des Bauwesens zusammengeschlossen haben, um eine Vereinfachung und Verbesserung der Praxistauglichkeit der Baunormen (Eurocodes, Nationale Anhänge und weitere Normen) zu erreichen.

Inhaltlich wurde auf dieser Konferenz über die wesentlichen Änderungen und Neuerungen berichtet, die die zweite Generation der Eurocodes als EU-weites Bemessungsregelwerk mit sich bringen wird. Be-

ginrend mit einem allgemeinen Überblick und mit den Grundlagen der Bemessung führten die Referenten quer durch alle Bauarten – angefangen bei Metall und Glas, über Beton, Verbundbau und Mauerwerk bis hin zu Holz, Geotechnik und zum erdbebensicheren Bauen. Zum Schluss legte sich der Vorsitzende des CEN/TC 250, Steve Denton, noch einmal eindeutig fest, als er auf zwei prinzipielle Ziele der Überarbeitung der Eurocodes pochte: die Nutzerfreundlichkeit (*ease-of-use*) und die Konsensbildung (*consensus*). Denton meinte dazu: „Letztlich ist die Reaktion der Anwender der wichtigste Gradmesser dafür, ob wir erfolgreich waren. Im Fokus werden dabei die Nutzerfreundlichkeit stehen, und die Frage, ob die Normungsinhalte, die wir ergänzt haben, den Fachleuten helfen, ihren Alltag zu bewältigen und den Herausforderungen der Praxis gerecht zu werden, die auf sie zukommen, insbesondere natürlich im Bereich der Nachhaltigkeit.“ (Auf der Internetseite des DIBt gibt es Präsentationen, Videomitschnitte und eine Zusammenfassung der Tagung.)

Was Steve Denton gesagt hat, das hat Gewicht. Denn unter seiner Leitung und Koordination entwickelt das *Technical Committee 250* (TC 250) des Europäischen Komitees für Normung (CEN) die zweite Generation der Eurocodes. Er trägt die Gesamtverantwortung für alle Arbeiten des CEN an den Normen für die Bemessung von Tragwerken. Der stellvertretende Vorsitzende des CEN/TC 250 ist übrigens Dipl.-Ing. Gerhard Breitschaft, seit 2009 Präsident des DIBt.

Von dieser Warte aus möchten wir auch einmal eine Lanze brechen für jene Kollegen, die in den Unterausschüssen des CEN/TC 250 mühevollen Arbeit leisten und die neue Generation der Eurocodes entwickeln. Praktiker können jeden Tag aufs Neue konstatieren, dass sich sehr viel entwickelt hat in den letzten zwanzig Jahren.

Diese Entwicklungen auf wenigen Seiten Papier normativ zu erfassen, ist kaum möglich. Auch muss der Umfang einer Norm nicht zwingend bedeuten, dass sie *nutzerunfreundlich* ist. Auf jeden Fall sollen und werden die neuen Eurocodes strukturell und, was die Vergleichbarkeit ihrer einzelnen Teile angeht, besser handhabbar sein als die bisherigen.

Insbesondere berücksichtigt die zweite Generation der Eurocodes neue Anforderungen und Ansätze, etwa, was die Folgen der Klimaver-



Dipl.-Ing. Andreas Kummerow

studierte Bauingenieurwesen an der TU Dresden und der Uni Stuttgart. 1998 ging er zum DIBt; von 2009 bis 2017 leitete er dort das Referat Befestigungs- und Bewehrungstechnik und seit 2017 die Abteilung I (Konstruktiver Ingenieurbau); Andreas Kummerow wirkt

in verschiedenen nationalen und internationalen Gremien mit.

änderung betrifft oder die Ressource „Bestand“, und sie bildet den Stand der Technik ab, der sich in den letzten zwanzig Jahren entwickelt hat. Hinzu kommt auch ein ganz neuer Teil, nämlich der Eurocode 10 für Glasbau, auf den wir gespannt sein dürfen.

1.1 Produktspezifische Neuheiten

Zu den produktspezifischen Neuheiten, die das DIBt in den vergangenen Monaten bearbeitet hat, gehört zum Beispiel eine Alternative zu herkömmlichen Luftporenbildnern, namentlich durch hochabsorbierende Polymere, die in die Betonmischung eingebracht werden, das Anmachwasser aufnehmen, dieses bei der Hydroverfestigung des Betons wieder abgeben und dabei Mikroluftporen bilden. So erhält man einen Beton mit deutlich verbessertem Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand.

Ein anderes gutes Beispiel für produktspezifische Innovationen sind neue Brandschutzverglasungen. Obwohl technisch mehr möglich ist, waren bisher nie Anträge für Pfosten-Riegel-Konstruktionen mit Holzprofilen von mehr als fünf Metern eingegangen. Jetzt hat das DIBt erstmals allgemeine Bauartgenehmigungen für eine Maximalhöhe von bis zu 6,80 Meter erteilt, sodass nun Brandschutzverglasungen als Vertikalriegel mit einer Feuerwiderstandsdauer von bis zu 30 Minuten auch auf diese Höhe möglich sind.

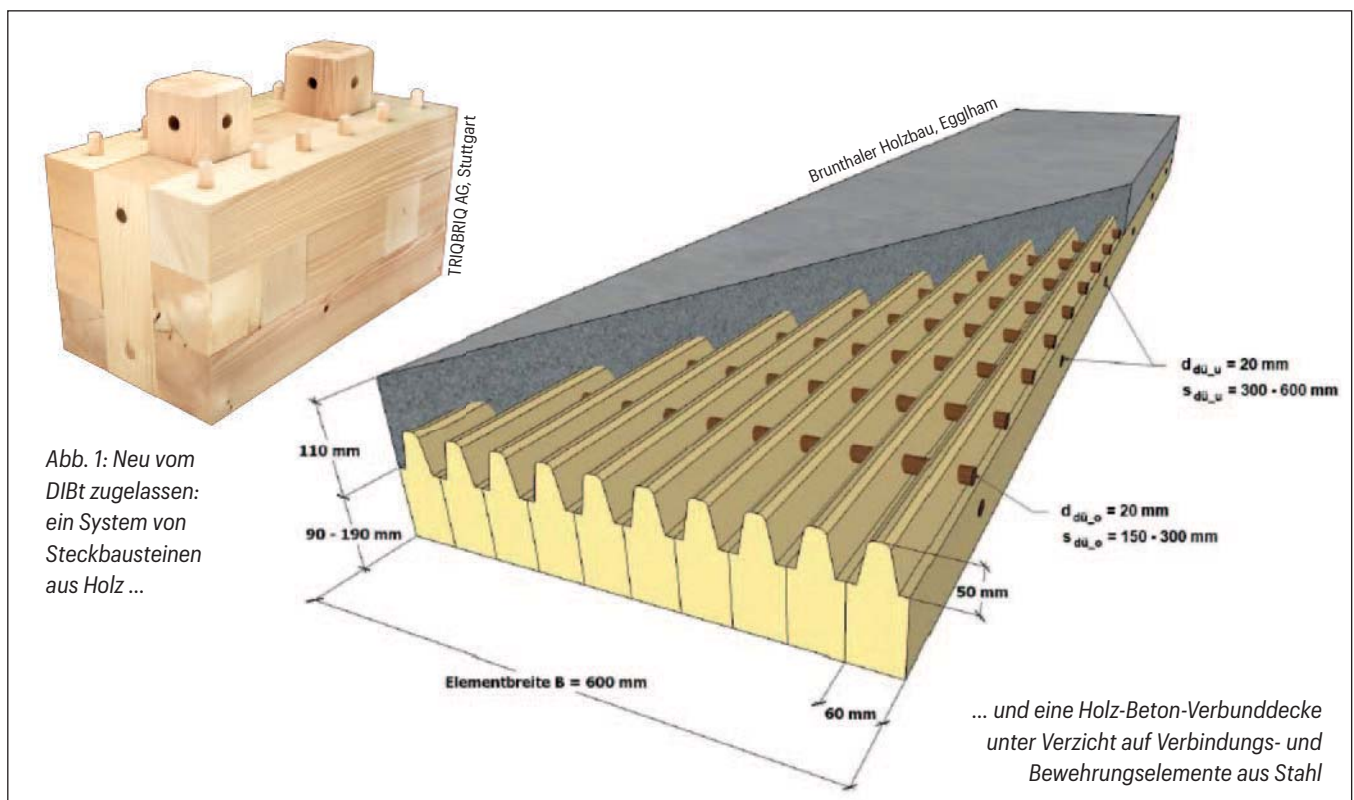
Neue DIBt-Zulassungen und -Bauartgenehmigungen im Bereich der Nachhaltigkeit sind ein Wandbausystem aus Massivholz und ein Holz-Beton-Verbundsystem ohne Verbindungsmittel aus Metall (**Abb. 1**). Auf der linken Seite von **Abb. 1** ist ein Steckbaustein aus Holz zu sehen, ein Bauteil, das mindestens 30 x 30 x 30 Zentimeter groß aber auch bis zu 240 Zentimeter lang sein kann. Das Element besteht komplett aus Nadelholz, die Dübel aus Buchenholz. Damit kann man, ohne kleben zu müssen, Stein auf Stein bis zu drei Meter lichte Höhe und bis zu zwei Vollgeschosse erreichen – auch tragend. Das Bauteil ist komplett rückbaubar und kann an beliebigen anderen Stellen mit anderen Formen wieder aufgebaut werden.

In **Abb. 1, rechts**, ist eine Holz-Beton-Verbunddecke zu sehen, ein System, das tatsächlich komplett aus Holz und Beton besteht. In der Betonschicht ist keine konstruktive Bewehrung vorgesehen. Auch im unteren Bereich, der Zugzone, wird nur Holz als tragendes Element eingesetzt. Den Verbund zwischen dem Beton und dem Holzelement stellen Holzdübel her, die mit Frischbeton vergossen werden. Regulär wird in dieser Bauart auf Stahl verzichtet.

Auch ein Hybrid-Brettschichtholz hat in diesem Jahr eine Zulassung und Bauartgenehmigung bekommen. Der Kern des Elements besteht aus normalen Vollholzlamellen, während die Deckschichten aus Furnierschichtholz hergestellt sind. Furnierschichtholz ist in der Herstellung deutlich teurer als normale Vollholzlamellen. Man kombiniert hier die Leistungsfähigkeit des Furnierschichtholzes in den Zugzonen mit dem einfachen Vollholz. So erhält man ein Bauteil, das effizienter und kostensparender einsetzbar ist als reine Furnierschichthölzer oder Vollholzbauteile.

Das DIBt erteilt seit 2018 für das Land Berlin auch *Zustimmungen im Einzelfall* (ZiE) und *vorhabenbezogene Bauartgenehmigungen* (vBG). Häufig nachgefragt werden ZiE/vBG für Brandschutzverglasungen (**Abb. 2 a**) und andere Produkte und Bauarten im Bereich des Brandschutzes. **Abb. 2 b** zeigt den East Side Tower in Berlin-Friedrichshain, in unmittelbarer Umgebung des U-Bahnhofs Warschauer Straße. Schon heute prägt das 142 Meter hohe Gebäude, das nach Fertigstellung über 65.000 Quadratmeter Bürofläche bieten soll, die Berliner Skyline. In **Abb. 2 c** ist der Luisenblock des Bundestages abgebildet, an dem das DIBt mit einer ZiE/vBG für eine vorgehängte, hinterlüftete Fassade aus Einscheibensicherheitsglas beteiligt war.

Im zuständigen DIN-Normenausschuss für Lehm- und Ziegelbau wurde unlängst, unter Mitarbeit des DIBt, eine Norm fertiggestellt, die DIN EN 18940, die die Planung, Bemessung und Ausführung von Lehm- und Ziegelbauten regelt. Mit dieser Norm wird es künftig möglich sein, Lehm- und Ziegelbauten mit geregelten Lehmprodukten auszuführen. Das DIBt hat



einen Vorschlag auf den Weg gebracht, um diese Norm und die zugehörigen Produktnormen für Lehmsteine, Lehmörtel und Lehmplatten in die Technischen Baubestimmungen aufzunehmen.

Ein Thema, zu dem das DIBt aktuell sehr viele Anfragen erhält, sind PV-Module für Fotovoltaikanlagen (**Abb. 3**). Die Fachwelt moniert, dass die Modulflächen, die in der Regel ohne Zulassung verbaut werden können,



Alle Fotos: DIBt, Berlin

Abb. 2 a: Brandschutzverglasung



Abb. 2 b: East Side Tower



Abb. 2 c: Luisenblock

Abb. 2: Zustimmungen im Einzelfall beziehungsweise vorhabenbezogene Bauartgenehmigungen des DIBt in Berlin



Abb. 3: PV-Module auf Dächern – ein gefragtes Thema

auf zwei Quadratmeter begrenzt sind. Diese Fläche soll künftig auf drei Quadratmeter heraufgesetzt werden. Das heißt also: Module im Dachbereich, die kleiner als drei Quadratmeter groß sind, werden künftig keine Zulassung mehr benötigen.

Apropos Nachhaltigkeit am Bau. Wir alle wissen, dass CO₂-Optimierungen auf Bauteil- oder Tragwerksebene (**Abb. 4**) unmittelbare Auswirkungen auf die Tragsicherheit und Dauerhaftigkeit haben. Das macht spezielles Fachwissen für die Tragwerksplanung erforderlich. Klima-verträgliche Lösungen liegen heute zwar vor, jedoch fehlen Anreize und regulatorische Werkzeuge, um diese Lösungen auch gezielt einzusetzen. Deshalb hat der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton kürzlich eine *Richtlinie für treibhausgasreduzierte Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton* erarbeitet. Ihr Entwurf (Stand: August 2023) zirkuliert derzeit in einem Gelbdruck. Mit der Richtlinie soll dem Planer Orientierung gegeben werden, welche Konstruktionen mehr und welche weniger klimafreundlich sind. Im Vordergrund steht also nicht die Berechnung der CO₂-Emissionen, vielmehr handelt es sich um ein Hinweis-papier für die Fachwelt, um vorab Entscheidungen darüber treffen zu können, welche Konstruktion im Hinblick auf den Klimaschutz die bessere wäre. Ziel dieser Richtlinie ist es auch, Anforderungen und Maßnahmen zu definieren, mittels derer die Einhaltung der international und national vorgegebenen Ziele für die Reduktion der Emission von



Abb. 4: Bei der Verbesserung der CO₂-Bilanz des Bausektors kommt dem Betonbau eine Schlüsselstellung zu.

Treibhausgasen bei der Errichtung von Tragwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton vorangetrieben werden kann, ohne die Technologieoffenheit im Bauwesen einzuschränken. So kann die Richtlinie zum Beispiel auch auf Bauteile aus Stahlfaserbeton oder aus Carbonbeton angewendet werden. Die vorliegende Richtlinienreihe des DAfStb betrachtet in ihren verschiedenen Teilen also die Anforderungen an die zulässigen Treibhausgasemissionen infolge der Errichtung und Entsorgung von Tragwerken oder Tragwerksteilen und knüpft hierbei unmittelbar an die gesetzlichen Regelungen des Bundes-Klimaschutzgesetzes in seiner Fassung aus dem Jahr 2021 an.

Im Zusammenhang mit dem Thema Nachhaltigkeit sei auch erwähnt, dass das fachlich zuständige Referat Umweltschutz und Nachhaltigkeit des DIBt gestärkt werden soll. Ein aktueller Schwerpunkt der Arbeit des Fachbereichs liegt auf der Geschäftsführung der Projektgruppe Nachhaltigkeit der Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz. Hier sollen Konzepte und Vorschläge für die bauaufsichtliche Behandlung des Themenkomplexes erarbeitet und offene Fragen eruiert werden. Involviert sind die Kolleginnen und Kollegen auch in den *CPR-Technical-Acquis*-Prozess, den die Europäische Kommission mit dem Ziel initiiert hatte, die technische Harmonisierung nach der Bauproduktenverordnung (*Construction Products Regulation*, CPR) wirkungsvoller zu gestalten (siehe hierzu auch weiter unten Abschnitt 4). In der horizontalen Gruppe Nachhaltigkeit vertritt eine Kollegin die Interessen der deutschen Bauaufsicht, ein Kollege ist als Vertreter der Europäischen Organisation für Technische Bewertung (EOTA) benannt, der europaweiten Non-Profit-Organisation der Technischen Bewertungsstellen nach der Bauproduktenverordnung. Darüber hinaus begleitet das Referat die technische Regelsetzung und Forschungsvorhaben im Bereich der Nachhaltigkeit und arbeitet fachliche Inhalte für Zulassungen, Bauartgenehmigungen und ETA in allen Produktbereichen zu.

Und noch eine Mitteilung über die DIBt-Zulassungspraxis, die für die Fachwelt interessant sein könnte: Das DIBt siegelt seine allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen und allgemeinen Bauartgenehmigungen (abZ/aBG) sowie seine Europäischen Technischen Bewertungen (ETA) künftig nur noch elektronisch. Der alte Stempel (Abb. 5) ist passé. Damit wird der bekannte Berliner Bär auf den PDF-Bescheiden des DIBt ersetzt durch ein elektronisches Siegel.

Aktuell tragen diejenigen abZ und aBG das neue elektronische Siegel, die ab dem 1. Juni 2023 – vereinzelt auch schon Ende Mai 2023 – erteilt worden sind. Seit dem 1. Oktober 2023 sind auch Europäische Technische Bewertungen (ETA) des DIBt elektronisch gesiegelt. Dies gilt sowohl für die Fassung, die dem Antragsteller zugesendet wird, als auch für die Fassungen, die über den DIBt-Zulassungsdownload abrufbar sind.



Abb. 5: Der alte DIBt-Stempel ist passé – ab jetzt wird elektronisch gesiegelt.

Im Umkehrschluss tragen kein elektronisches Siegel:

- abZ/aBG, die vor dem 1. Juni 2023 erteilt worden sind (sie sind im DIBt-Zulassungsdownload am Seitenrand als *Elektronische Kopie* gekennzeichnet),
- ETA, die vor dem 1. Oktober 2023 ausgestellt worden sind,
- andere Dokumente und Bescheide des DIBt werden übergangsweise noch wie bisher gehandhabt.

2 Die Entwicklung des nationalen Regelungsrahmens

Mit Beschluss der Bauministerkonferenz vom 22./23. September 2022 wurde eine Änderung der Musterbauordnung der Länder (MBO) verabschiedet, die inzwischen auf der Internetseite der Bauministerkonferenz (www.bauministerkonferenz.de) oder auch beim DIBt verfügbar ist. Die Änderungen von 2022 sind aus technischer Sicht eher marginal. Zurzeit ist diese Fassung der Musterbauordnung Gegenstand der Umsetzung in den Ländern.

Parallel dazu ist bereits eine weitere Änderung der MBO in Arbeit, die erhebliche, auch technische Umstellungen erwarten lässt, die aber derzeit noch nicht spruchreif sind.

In Sachen Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB), der Grundlage für die Verwaltungsvorschriften der Länder, tut sich einiges. Die aktuelle Version ist Ausgabe 2023/1, die im April dieses Jahres veröffentlicht worden war. Vom 6. Oktober bis 3. November 2023 lief die Anhörung für die nächste Ausgabe (2024/1). Darin enthalten sein werden viele interessante technische Veränderungen, insbesondere die neue Normengeneration DIN 1045.

Und wie sieht die Umsetzung in den Bundesländern aus? Drei Länder verweisen inzwischen dynamisch in ihren Bauordnungen auf die MVV TB, das heißt: dort gilt das Muster als Landesverwaltungsvorschrift. Die Länder, die selbst eine Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen bekanntmachen, haben größtenteils Ausgabe 2021/1 umgesetzt. Über den jeweils aktuellen Stand der Umsetzung der MVV TB in den Ländern informiert das DIBt auf seiner Website (Abb. 6).

3 Die Novelle der Bauproduktenverordnung

Der Gesetzgebungsprozess für die Novellierung der Bauproduktenverordnung schreitet weiter voran. Bekanntlich soll die Novelle nicht nur eine bessere Funktionsfähigkeit des Binnenmarktes bewirken und die



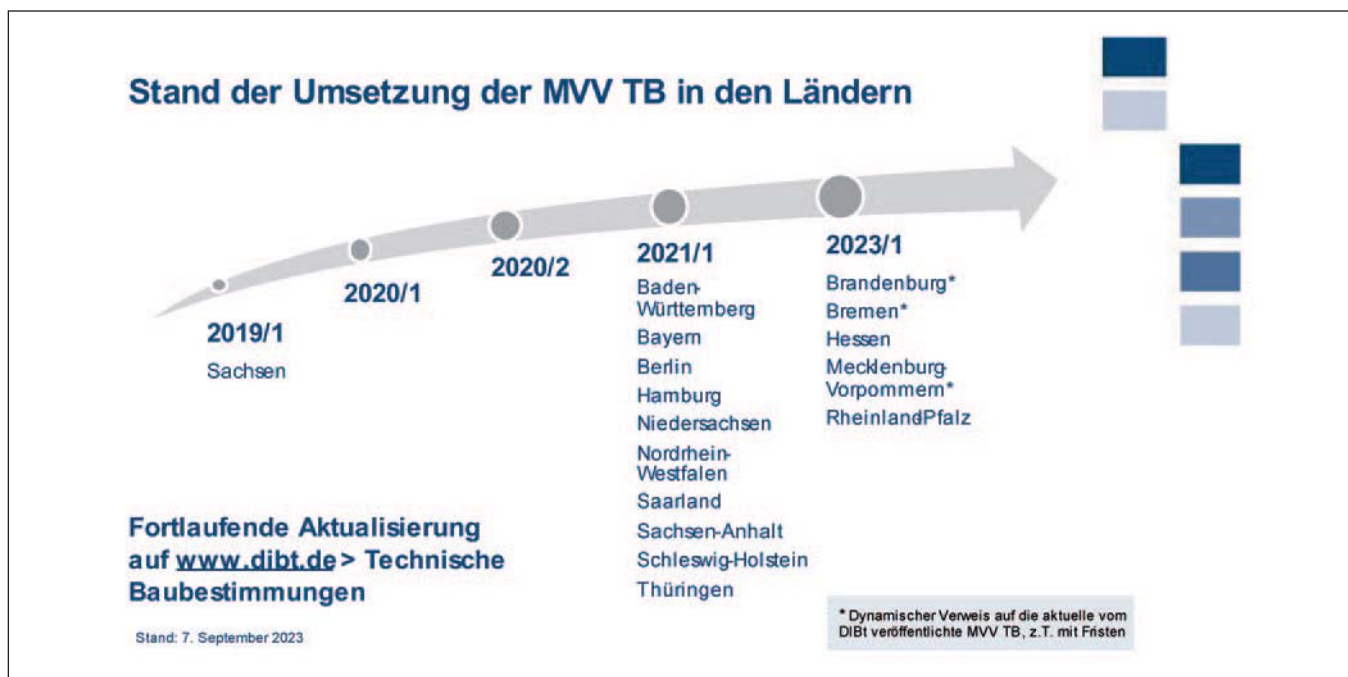


Abb. 6: Stand der Umsetzung der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) in den Bundesländern

technische Harmonisierung verbessern, sondern den EU-Binnenmarkt für Bauprodukte auch grüner und digitaler machen. Wie ist der aktuelle Stand?

Nachdem im März 2022 die Europäische Kommission einen Gesetzentwurf für die Überarbeitung der Bauproduktenverordnung vorgelegt hatte, haben das Europäische Parlament sowie der Rat der Europäischen Union im Juni und im Juli 2023 ihre Positionen für die anstehenden *Trilog*-Verhandlungen verabschiedet. Der Trilog bringt die beiden Kogesetzgeber Parlament und Rat zusammen. Als dritter Partner ist die Europäische Kommission in vermittelnder Rolle dabei. Im Juli 2023 hat der Auftakt des Trilogs stattgefunden. Die Eile ist leicht zu erklären: Vor dem Hintergrund der Europawahlen 2024 möchten die Europäischen Institutionen dieses Thema noch vor Juni 2024 ab- beziehungsweise beschließen.

Was sind die inhaltlichen Positionen? Von deutscher Seite aus unterstützt das DIBt die Position des Rates, da dessen Vorschläge darauf abzielen, den Anwendungsbereich der Verordnung besser zu fokussieren. Sie stellt auch den Weg der Erarbeitung harmonisierter technischer Spezifikationen besser dar und berücksichtigt deutlich besser die Interessen der Mitgliedstaaten in Hinsicht auf die Bauwerksicherheit. Das DIBt unterstützt die deutsche Delegation bei den Verhandlungen in der EU und nimmt zum Teil direkt an den Gesprächen der zuständigen Ratsarbeitsgruppe *Technical Harmonisation (Construction Products)* teil.

4 Der CPR-Acquis-Prozess

Im engen Zusammenhang mit der Novelle der Bauproduktenverordnung steht der schon erwähnte CPR-Acquis-Prozess. Mit ihm soll der technische Besitzstand (*Technical Acquis*) der Bauproduktenverordnung gesichtet werden. Insbesondere sind das harmonisierte Normen, Europäische Technische Bewertungen (ETA) und Kommissionsentscheidungen, zum Beispiel im Rahmen der sogenannten AVCP-Verfahren, also jener Verfahren, mit denen die Leistungsbeständigkeit der einzelnen Produkte bewertet und periodisch überprüft wird.

Ziel des CPR-Acquis-Prozesses ist es weiterhin, die Voraussetzung dafür zu schaffen, dass die vorhandenen technischen Spezifikationen an die heutigen und künftigen Regelungsrahmen angepasst werden können. Darüber hinaus soll er dazu beitragen, einen klaren, einheitlichen Rahmen dafür vorzugeben, wie künftig Normen aussehen und was in ihnen enthalten sein soll. Grundsätzlich sind der Gesamtbestand der technischen Spezifikationen und alle Produktbereiche Gegenstand des Acquis-Prozesses, die in den Geltungsbereich der Bauproduktenverordnung fallen. Um den Prozess effizient zu gestalten, hat man sich jedoch darauf verständigt, sich auf jene Produktbereiche zu konzentrieren, die grenzübergreifend gehandelt werden oder zu denen ein hoher Informationsbedarf der Nutzer besteht.

Zurzeit gibt es sechs Arbeitsgruppen, die sich jeweils mit einer Produktgruppe befassen. Hierfür erarbeitet die jeweilige Gruppe zunächst die Inhalte für harmonisierte technische Spezifikationen im Rahmen einer einheitlichen Struktur, einer sogenannten *High-Level Structure*. Diese *High-Level Structure* soll alle von den Mitgliedstaaten für notwendig erachteten Produkte, Anforderungen, Produktleistungen und Nachweisverfahren enthalten. Dabei sollen jene Elemente erfasst werden, die für den jeweiligen Produktbereich benötigt werden. Insbesondere sind dies die Spezifikationen von Produkt und Verwendungszwecken, die zugehörigen wesentlichen Merkmale, inklusive der Form der Leistungsbeschreibung (gegebenenfalls als Stufen, Klassen oder Schwellenwerte) und, falls möglich, auch schon die Bewertungsverfahren. Damit werden die äußeren Grenzen definiert, die später als Leitplanken in der Normungsarbeit gelten sollen.

Was lässt sich nach zwei Jahren Arbeit als Zwischenfazit feststellen? Leider ist im Rahmen des CPR-Acquis-Prozesses wenig Diskussion und Austausch möglich. Die Kommission fragt relativ stereotyp ab, welche Bauprodukte zu berücksichtigen sind, welche Anforderungen für diese Produkte bestehen und welche Leistungen erforderlich sind.

Begonnen wurde diese Arbeit 2021 mit zwei Gruppen, und zwar für Betonfertigteile und für tragende Metallprodukte. Beide Gruppen sind mehr oder weniger mit ihrer Arbeit fertig und haben eine *High-Level Structure* erarbeitet. Nun warten die Prozessbeteiligten gespannt da-

rauf, wie die Europäische Kommission diese Vorlage in *Standardization Requests*, also offizielle Normungsaufträge, überführt und wie viel von dem sich dort wiederfindet, was von den Mitgliedstaaten zugearbeitet wurde.

Neben diesen beiden Gruppen haben inzwischen die Gruppen für Betonstahl und Stahlbeton, für Türen und Fenster, für Zement und für Wärmedämmstoffe ihre Arbeit aufgenommen. Zusätzlich zu diesen sechs Gruppen wurde eine horizontale Gruppe für Nachhaltigkeit eingerichtet, die den anderen Gruppen mit Blick auf die für die Normen wichtigen Aspekte der Nachhaltigkeit zuarbeiten soll. Weitere Gruppen werden folgen.

Mittlerweile ist auch ein neuer Weg, der *Fast Track*, beschlossen worden, auf dem Inhalte direkt von CEN erarbeitet werden, die mit der *High-Level Structure* vergleichbar sind. Voraussetzung ist, dass dabei die Anforderungen der Mitgliedstaaten angemessen berücksichtigt werden, aber auch, dass die jeweilige Produktgruppe nicht ein Top-Ten-Thema der Mitgliedstaaten ist, also zu jenen Produktgruppen gehört, an denen die Mitgliedstaaten in einer Umfrage der Kommission hohes

Interesse signalisiert hatten. Diese Themen sind dem originären Acquis-Prozess vorbehalten, bei dem die Mitgliedstaaten die wesentlichen Inhalte erarbeiten. Beim *Fast Track* geht es also eher um Produkte, die aus der Sicht der Mitgliedstaaten von nachrangiger Bedeutung sind.

Die Arbeit im Rahmen dieses CPR-Acquis-Prozesses, der nach Ansicht des DIBt intentionell einen richtigen Weg darstellt, ist in der praktischen Umsetzung relativ schwierig, weil sehr enge Fristen und kaum Möglichkeiten bestehen, sich inhaltlich mit den Fachkreisen abzustimmen. Der ganze Prozess ist eher eine gezielte europaweite Sammlung von Anforderungen.

Neben diesen Themen gab und gibt es noch weitere Schwerpunkte, an denen das DIBt arbeitet, sodass das Institut auf ein vielseitiges, intensives Arbeitsjahr zurückblicken kann. Viele Weichenstellungen für die Zukunft werden derzeit vorgenommen, dabei nehmen wir unsere Verantwortung sehr bewusst wahr, hier an guten und sicheren Rahmenbedingungen für das Bauen mitzuwirken.

Bei der Planung der Fehmarnbeltquerung wurde deutlich, was uns von einer einheitlichen EU-Normung noch trennt

Die technischen Regeln der BRD und Dänemarks beruhen zwar auf den Eurocodes, zeitigen aber wegen ihrer nationalen Anhänge überraschend große Unterschiede

Unter dem Fehmarnbelt hindurch wird zwischen Dänemark und Deutschland derzeit eine ungefähr 18 Kilometer lange Tunnelquerung gebaut. Ein Staatsvertrag legt fest, dass dieses europäische Großprojekt auf der Grundlage des dänischen technischen Regelwerks errichtet wird, dass dessen deutscher Teil indes von deutschen Behörden zu genehmigen ist. Deshalb musste gewährleistet werden, dass das Bauwerk ein Sicherheitsniveau aufweist, das dem deutschen Regelwerk entspricht. Bei der Bewältigung dieser Sachlage trat besonders deutlich zutage, wie weit wir vom Ziel einer einheitlichen europäischen Normung noch entfernt sind. Denn obwohl beider Staaten technische Regelwerke auf den Eurocodes beruhen, ergeben sich durch die jeweiligen nationalen Anhänge teilweise überraschend große Unterschiede. Es zeigte sich aber auch, wie in jahrelanger, konstruktiver Abstimmung und mit detaillierten Überlegungen gemeinsame Lösungen erarbeitet werden konnten, damit trotz der ungleichen Regelwerke die dänische Regelbasis als Bemessungsgrundlage auch von deutscher Seite genehmigt werden konnte.

1 Einführung

Der Fehmarnbelt Tunnel soll zukünftig sowohl für den Straßenverkehr als auch für den Bahnverkehr eine feste Verbindung der deutschen Insel Fehmarn mit der dänischen Insel Lolland bilden und damit eine Lücke im europäischen Verkehrsnetz schließen. Der Bau des rund 18 Kilometer langen Absenktunnels hat im Sommer 2020 begonnen und soll 2029 abgeschlossen werden.

Wie bei allen grenzüberschreitenden Bauvorhaben stellt sich die Frage, nach welchem technischen Regelwerk das Bauwerk errichtet werden soll. Ein 2008 zwischen Dänemark und Deutschland geschlossener Staatsvertrag legt fest, dass der Tunnel samt den Portalen und Rampen vom dänischen Staat geplant, gebaut, finanziert und später betrieben wird. Damit geht einher, dass für das Bauwerk das dänische technische Regelwerk angewendet wird.

Der Staatsvertrag legt jedoch auch fest, dass für den in deutschem Hoheitsgebiet befindlichen Teil des Tunnels, der circa bis zur Mitte der Wasserstraße reicht, die erforderlichen Genehmigungsverfahren durch die deutschen Behörden zu erfolgen haben. Im Vorfeld der Planungen war daher sicherzustellen, dass das auf der Grundlage des dänischen technischen Regelwerkes erstellte Bauwerk ein dem deutschen Regelwerk vergleichbares beziehungsweise ein in Deutschland mindestens erforderliches Sicherheitsniveau aufweist.

Obwohl das dänische und das deutsche technische Regelwerk auf den gemeinsamen Eurocodes beruhen, ergeben sich durch die jeweiligen dänischen und deutschen nationalen Anhänge der Eurocodes teilweise überraschend große Unterschiede, die aufzeigen, dass wir vom Ziel einheitlicher europäischer Normen noch weit entfernt sind.

2 Aufgabenstellung

Die Tröge, Portale, Tunnelblöcke in offener Bauweise und die Absenkelemente des Fehmarnbelttunnels werden in Stahlbetonbauweise erstellt. Die Grundlage der Bemessung bilden die Eurocodes EN 1990 bis EN 1997, die auch in Deutschland bauaufsichtlich eingeführt sind.

Die projektspezifischen Regeln für die Fehmarnbeltquerung sind vom Bauherrn – der staatlichen dänischen Projektgesellschaft Femern A/S – in der *Design Basis Civil* (DB) zusammengestellt worden. Dieses Dokument enthält zunächst grundsätzliche Angaben zum Projekt und zu Anforderungen an das Bauwerk sowie zu Einwirkungen. Darüber hinaus sind in ihm aber auch spezielle Projekt-Anhänge (PA) zu den einzelnen Eurocodes enthalten. In diese Anhänge sind die dänischen nationalen Anhänge eingearbeitet. Mit der Design Basis werden die der Bedeutung des Bauwerkes entsprechend hohen Anforderungen von Femern A/S hinsichtlich der Tragsicherheit und Dauerhaftigkeit des technisch anspruchsvollen Bauwerkes als Grundlage der Ausführungsplanung zusammengefasst.

Um sicherzustellen, dass die Festlegungen in der Design Basis Civil zu einem Bauwerk führen, das auch dem in Deutschland erforderlichen Sicherheitsniveau für ähnliche Bauwerke entspricht, wurde zwischen



Dipl.-Ing. Silke Briebrecher

studierte Bauingenieurwesen (Tunnelbau, Spezialtiefbau) an der TU Braunschweig und ist seit 1999 im Ingenieurbüro Prof. Duddeck und Partner (Braunschweig) tätig, wo sie an der Prüfung, Planung und Erstellung von Ausführungsstatiken für namhafte tunnelbautechnische Großprojekte beteiligt ist.



Dr.-Ing. Dieter Winselmann

ist seit 1984 als Beratender Ingenieur und seit 1996 als Prüfenieur im Ingenieurbüro Prof. Duddeck und Partner (Braunschweig) tätig; er war viele Jahre lang Vorstandsmitglied der Bundesvereinigung der Prüfeniure für Bautechnik (BVPI) und der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für Bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA).

Sachverständigen und Prüfer für Bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA).

dem dänischen Bauherrn und den deutschen Behörden abgestimmt, die Design Basis Civil vorab hinsichtlich der Übereinstimmung mit den deutschen Regelungen zu überprüfen.

Das Ingenieurbüro Prof. Duddeck und Partner GmbH (D+P) wurde im Jahr 2013 von der damals für den Straßenteil zuständigen Aufsichtsbehörde, dem Landesbetrieb für Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein (LBV.SH), in Abstimmung mit dem Eisenbahn-Bundesamt mit dieser Überprüfung beauftragt.

3 Aufbau der Untersuchungen

Im ersten Teil der Untersuchung wurden zunächst die grundsätzlichen Projektvorgaben in den allgemeinen Teilen der Design Basis im Hinblick auf ihre Vergleichbarkeit mit bei ähnlichen deutschen Bauvorhaben festgelegten Grundlagen und auf Übereinstimmung mit dem deutschen Regelwerk überprüft.

Für das deutsche Regelwerk waren hier neben den deutschen nationalen Anhängen die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), die Allgemeinen Rundschriften Straßenbau des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr (BMDV), die Eisenbahnspezifischen Technischen Baubestimmungen (EITB) (damals ELTB) des Eisenbahn-Bundesamtes und die Richtlinien der DB Netz AG zu berücksichtigen.

Anschließend wurden die maßgebenden Detailregeln der einzelnen Projektanhänge in Verbindung mit den Eurocodes mit den deutschen Regelungen verglichen und – soweit allgemein möglich – in ihren Auswirkungen abgeschätzt und bewertet. Dabei erfolgte eine Beschränkung auf die für einen Stahlbetontunnel maßgebenden Normenteile. Diese Untersuchungen dienten zunächst dazu, die maßgebenden einzelnen Faktoren aufzuzeigen, die Einfluss auf das Sicherheitsniveau des Tunnels haben können.

Aufgrund der Vielzahl und teilweisen Nichtlinearität der unterschiedlichen Berechnungsansätze aus den verschiedenen Projekt-Anhängen ist keine allgemeingültige Quantifizierung der Höhe des erzielten Sicherheitsniveaus im Vergleich mit dem deutschen Regelwerk aus den Einzelregeln ableitbar, da sich ihre Einflüsse in der statischen Berechnung überlagern.

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den Untersuchungen wurden daher im nächsten Schritt durch den Bauherrn Femern A/S konkrete Vergleichsberechnungen an repräsentativen Querschnitten des geplanten Tunnels aufgestellt. Dabei war zu beachten, dass die Berechnungen auf der Grundlage der Design Basis alle zulässigen Reserven ausschöpfen, um das geringstmögliche Sicherheitsniveau auszuweisen. Auf der sicheren Seite liegende Festlegungen waren nicht erlaubt, da ein späterer Ausführungsplaner die Regelungen der Design Basis voll ausnutzen könnte.

Die Berechnungen auf der Grundlage des deutschen Regelwerkes mussten für den Vergleich das in Deutschland erforderliche Sicherheitsniveau abdecken. Dabei war zu berücksichtigen, dass für Straßen- und Eisenbahntunnel aufgrund der getrennten Regelwerke durchaus unterschiedliche Regelungen maßgebend sein können.

Die Vergleichsberechnungen wurden von Femern A/S für einen beispielhaften Tunnelblock in offener Bauweise, ein Absenkelement im Tiefwasserbereich, einen Trogblock und für die Fahrbahnplatte in einem Spezialelement durchgeführt.

Da die Problematik der Rissbreitennachweise und auch weitere Unterschiede in der Querkraftbemessung und bei den Konstruktionsregeln nicht allein durch den Normenvergleich zu lösen waren, wurde für diese Fragen eine Arbeitsgruppe gebildet, die aus Femern A/S als Bauherr mit seinen Planern und Beratern, dem Ingenieurbüro D+P, dem LBV.SH, dem Eisenbahn-Bundesamt EBA (Hamburg) und dem BMVI (heute und im Folgenden: BMDV) mit der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) sowie Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer von der TU Dortmund bestand. Die Arbeitsgruppe wurde von Ministerialrat a.D. Joachim Naumann als technischem Berater von Femern A/S geleitet. In diesem Team wurden die Fragestellungen und Ergebnisse regelmäßig beraten.

4 Ergebnisse der theoretischen Vergleiche und der Vergleichsberechnungen

Auf der Grundlage der theoretischen Untersuchungen in Verbindung mit den Vergleichsberechnungen haben sich hinsichtlich der folgenden Berechnungsgrundlagen relevante Abweichungen gezeigt:

- Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen,
- Kombinationsbeiwerte,
- Einwirkungskombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit,
- Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe,
- Parameter in den Bemessungsgleichungen für Schubwiderstände,
- Parameter in den Rissbreitenformeln,
- Behandlung von Erddrücken, Verdichtungserddruck, Wasserdruck und Verkehrslasten,
- Behandlung des Zwangs bei Temperaturbeanspruchungen,
- Konstruktionsregeln.

Die Unterschiede resultieren dabei im Wesentlichen nicht aus projektspezifischen Festlegungen für den Fehmarnbelttunnel, sondern folgen direkt aus den Regelungen der dänischen beziehungsweise deutschen nationalen Anhänge oder ergänzenden Regelwerken und spiegeln daher das Grundproblem der vermeintlich einheitlichen europäischen Normung wider.

Auf die maßgebenden Unterschiede der Regelungen beziehungsweise der daraus resultierenden Berechnungsergebnisse wird im Folgenden eingegangen.

4.1 Einwirkungskombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Eurocodes lassen nicht nur die nationale Festlegung von Zahlenwerten für Parameter, sondern auch die Wahl grundsätzlich unterschiedlicher Verfahren oder Formeln zu. So stellt der Eurocode EN 1990 für die Grundkombination der Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Verwendung der Kombination nach Gleichung (6.10) oder alternativ die Verwendung der beiden Kombinationen nach den Gleichungen (6.10a) und (6.10b) zur Auswahl:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0,i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Gl. 6.10})$$

(volle ständige Lasten + eine volle Verkehrslast + abgeminderte übrige Verkehrslasten)

oder

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \Psi_{0,1} \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0,i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{Gl. 6.10a})$$

(volle ständige Lasten + alle Verkehrslasten abgemindert)

und

$\sum_{j \geq 1} \xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \Psi_{0,i} \cdot \gamma_{Q,j} \cdot Q_{k,j}$ (Gl. 6.10b)
(abgeminderte ständige Lasten + eine volle Verkehrslast + abgeminderte übrige Verkehrslasten)

mit G_k = charakteristische ständige Last,
P = repräsentativer Wert einer Vorspannung,
 Q_k = charakteristische veränderliche Last,
mit $\xi < 1,0$ (empfohlener Wert 0,85).

In DIN EN 1990/NA wird festgelegt, dass in Deutschland Gleichung (6.10) zu verwenden ist und dass Gleichung (6.10a) und (6.10b) nicht zulässig sind.

Gemäß dem Projekt-Annex PA 1990 wird für Dänemark die Verwendung von Gleichung (6.10a) und (6.10b) vorgeschrieben. Gleichung (6.10a) wird dabei jedoch – in Übereinstimmung mit den nationalen Wahlmöglichkeiten nach EN 1990 – noch so vereinfacht, dass keine Verkehrslasten anzusetzen sind. Die Grundkombinationen nach PA 1990 lauten damit (bei nicht vorhandener Vorspannung):

$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$ (Gl. 6.10a gemäß PA 1990)
(volle ständige Lasten ohne Verkehrslasten)

und

$\sum_{j \geq 1} \xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \Psi_{0,i} \cdot \gamma_{Q,j} \cdot Q_{k,j}$ (Gl. 6.10b gemäß PA 1990)
(abgeminderte ständige Lasten + eine volle Verkehrslast + abgeminderte übrige Verkehrslasten)

mit $\xi = 0,8$.

Während in Deutschland also volle ständige Lasten und zumindest eine volle Verkehrslast überlagert werden, wird gemäß PA 1990 die volle Verkehrslast nur in Verbindung mit abgeminderten ständigen Lasten berücksichtigt. Die im Grenzzustand der Tragfähigkeit für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen anzusetzenden Einwirkungs-

kombinationen unterscheiden sich somit in Dänemark maßgeblich von der in Deutschland üblichen Grundkombination.

Die anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte für die einzelnen Einwirkungen sind in **Tabelle 1** zusammengestellt. Auch hier zeigen sich Unterschiede, wobei der deutsche nationale Anhang im Wesentlichen die Empfehlungswerte des Eurocodes übernimmt, während der dänische nationale Anhang davon abweichende und für ständige Lasten geringere Teilsicherheitsbeiwerte festlegt.

Mit dem grundsätzlichen Unterschied in den Einwirkungskombinationen ergeben sich zwangsläufige Unterschiede in den Bemessungsschnittgrößen. Für den Fehmarnbelttunnel werden aufgrund der gravierenden Folgen bei einem Schadensereignis vom Bauherrn jedoch erhöhte Zuverlässigkeitsanforderungen gestellt, und das Bauwerk ist gemäß der Design Basis in die Schadensfolgeklasse CC3 nach EN 1990, Anhang B einzuordnen. Dies bedeutet, dass die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit um den Faktor $K_{FI} = 1,1$ vergrößert werden müssen.

In Deutschland werden Eisenbahntunnel gemäß der Ril 804 der Deutschen Bahn AG (Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instandhalten) grundsätzlich in die Schadensfolgeklasse CC2 mit $K_{FI} = 1,0$ eingeordnet. Für Straßentunnel gibt es keine explizite Festlegung. Im Zuge der Abstimmungen für das Projekt hat auch das Bundesverkehrsministerium bestätigt, dass für den Straßenteil bei Bemessung nach deutschem Regelwerk die Schadensfolgeklasse CC2 als ausreichend angesehen wird. Dies bedeutet, dass bei Berechnung nach deutschem Regelwerk keine Erhöhung der Teilsicherheitsbeiwerte erfolgen muss, sodass ein Teil des Unterschieds in den Einwirkungskombinationen ausgeglichen wird.

Auf die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hat die Schadensfolgeklasse keinen Einfluss.

In der Summe stellen sich damit die zu berücksichtigenden Einwirkungskombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (im Folgenden

	Empfehlung EN 1990	Design Basis PA 1990	DIN EN 1990/NA DIN 1054 ZTV-ING Ril 853
ungünstige ständige Lasten allgemein	1,35	1,25	1,35
ungünstige ständige Lasten aus Erddruck			
allgemein	1,35	1,25	1,35
Erdruchdruck	1,35	1,25	1,20
günstige ständige Lasten			
allgemein	1,0	1,0	1,0
aus Bauwerkseigengewicht	1,0	1,0/0,9	1,0
Wasserdruck			
ständig	1,35	1,25	1,35
veränderlich	1,50	1,50	1,35
Straßenverkehrslasten	1,35	1,40	1,35
Eisenbahnverkehrslasten	1,45	1,40	1,45
Temperatur	1,50	0	1,0
andere veränderliche Lasten	1,50	1,50	1,50

Tabelle 1: Vergleich der Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

ULS (Ultimate Limit State)) im Vergleich vereinfacht bei nur einer Verkehrslast wie folgt dar:

Design Basis (DB):

$$\sum_{j \geq 1} K_{Fj} \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot G_k = 1,375 G_k \quad (\text{Gl. 6.10a gemäß PA 1990})$$

und

$$\sum_{j \geq 1} \xi \cdot K_{Fj} \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + K_{F1} \cdot \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \quad (\text{Gl. 6.10b gemäß PA 1990})$$

$$= 0,8 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot G_k + 1,1 \cdot 1,5 \cdot Q_k = 1,1 G_k + 1,65 Q_k$$

Deutsches Regelwerk:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \quad (\text{Gl. 6.10 gemäß NA/DE})$$

$$= 1,35 G_k + 1,5 Q_k$$

In der Regel ergeben sich in der Folge kleinere Schnittgrößen bei Berechnung nach DB als nach deutschem Regelwerk. Der Zusammenhang wird in **Abb. 1** grafisch dargestellt, in der die Bemessungseinwirkungen abhängig vom Verhältnis der Verkehrslast zur ständigen Last nach den verschiedenen Ansätzen aufgetragen sind. Man erkennt, dass sich schon bei geringen veränderlichen Lasten nach Design Basis (blaue Linien) immer kleinere Bemessungslasten und damit kleinere Bemessungsschnittgrößen ergeben als nach deutschem Regelwerk (grüne Linie).

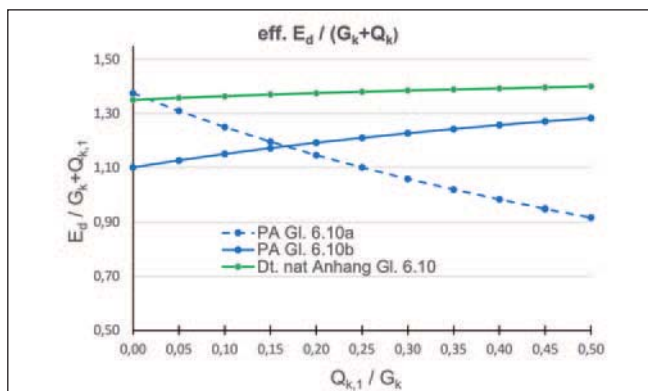


Abb. 1: Vergleich der Bemessungslasten/Bemessungsschnittgrößen nach Design Basis und deutschem Regelwerk

Dies bedeutet für das konkrete Bauwerk nach den Vergleichsrechnungen unter Berücksichtigung aller maßgebenden Einwirkungen Unterschiede in den Schnittgrößen von

- im Bereich des tiefen Absenktunnels: ca. -5%
- im Bereich der offenen Bauweise und der Tröge: ca. -15%

bei Berechnung nach der Design Basis im Vergleich zur Berechnung nach deutschem Regelwerk. Dies wirkt sich unmittelbar auf die Bemessung der Bauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus.

Ohne die projektspezifische Berücksichtigung der Schadensfolgeklasse CC3 wäre dieser Unterschied noch größer. Die nationalen Anhänge des EN 1990 führen somit bereits vor der Bauteilbemessung zu maßgebenden Unterschieden im Sicherheitsniveau der Bauwerke.

4.2 Biegebemessung

Bei der Bemessung der Stahlbetonquerschnitte sind zunächst die in den nationalen Anhängen unterschiedlich definierten Teilsicherheits-

beiwerte für Beton und Stahl zu beachten, die in **Tabelle 2** zusammengefasst werden.

Die Design Basis erlaubt gegenüber dem deutschen Regelwerk eine höhere Ausnutzung der Betondruckfestigkeit, jedoch eine geringere Ausnutzung der Stahlfestigkeit. Die Auswirkung dieser unterschiedlichen Bemessungswiderstände auf die erforderliche Biegebewehrung hängt von den Normalkraft-Biegemomenten-Verhältnissen im Querschnitt ab und ist daher nichtlinear.

In Verbindung mit den im Abschnitt 4.1 erläuterten, nach Design Basis im Regelfall geringeren Bemessungsschnittgrößen ergibt sich jedoch im Ergebnis der durchgeführten Vergleichsrechnungen, dass die erforderliche Biegebewehrung bei Bemessung nach dänischem Regelwerk (beziehungsweise Design Basis) geringer ist als nach deutschem Regelwerk. Im ungünstigsten Fall betrug sie nur circa 80 Prozent. Damit wäre das Sicherheitsniveau der Biegebemessung nach Design Basis geringer als nach deutschem Regelwerk.

Maßgebend für die im Bauwerk einzulegende Bewehrung sind bei Tunnelbauwerken jedoch in der Regel die größeren Bewehrungsquerschnitte aus den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (im Folgenden: SLS = serviceability limit state), die sich aus den Rissbreitennachweisen ergeben (siehe Abschnitt 4.3).

Im Ergebnis der für die Fehrmarnbeltquerung durchgeführten Vergleichsberechnungen hat sich gezeigt, dass auch die bei Bemessung auf der Grundlage der Design Basis im SLS ermittelten erforderlichen Bewehrungsquerschnitte immer größer sind als die nach deutschem Regelwerk im ULS erforderlichen Bewehrungsquerschnitte. Dies bedeutet, dass die Anforderungen der Tragsicherheit aus dem deutschen Regelwerk mit den für das konkrete Projekt später gewählten Biegebewehrungsquerschnitten aus dem SLS in jedem Fall sichergestellt werden.

Daraus leitet sich jedoch die unmittelbare Konsequenz ab, dass dann bei der späteren Konstruktion der Bewehrung die Verankerungs- und Übergreifungslängen für diese größeren Bewehrungsquerschnitte aus den Rissbreitennachweisen ohne Abminderung der Stahlspannung ausgelegt werden müssen.

4.3 Rissbreitennachweise

Die Anforderungen an die Begrenzung der rechnerischen Rissbreiten beim Gebrauchstauglichkeitsnachweis für den Fehrmarnbelttunnel sind in der Design Basis festgelegt. Ursprünglich wurde dort eine Rissbreite von 0,3 Millimeter gefordert. Nach den ersten Abstimmungen zeigte sich jedoch schnell, dass man mit dieser geringen Anforderung zu weit von den Forderungen des deutschen Regelwerkes entfernt war. Daher wurde die Design Basis dahingehend geändert, dass nun Nachweise für eine Rissbreite 0,2 Millimeter gefordert werden.

In Deutschland wird für nicht abgedichtete Straßentunnel in der ZTV-ING eine Rissbreite von allgemein 0,2 Millimeter und bei anstehendem Wasserdruck eine Rissbreite von 0,15 Millimeter für die Tunnelaußenseite gefordert. Für Eisenbahntunnel gelten grundsätzlich die gleichen Anforderungen, die Rissbreite von 0,15 Millimeter auf der Außenseite wird dort jedoch auch für Bauteile oberhalb des Wasserspiegels gefordert.

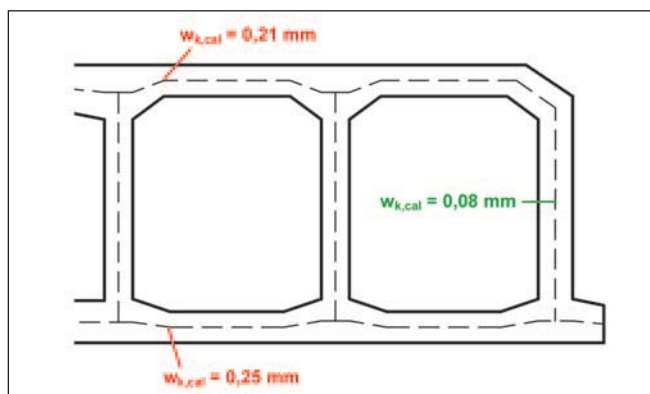
Die Nachweise der rechnerischen Rissbreiten erfolgen auf der Grundlage der EN 1992-1-1, Absatz 7.3.4. Während der dänische nationale Anhang und damit die Design Basis bei der Festlegung der wählbaren Parameter im Wesentlichen den Empfehlungen des Eurocodes folgt, wer-

Bemessungssituation	Ständig und vorübergehend (S+V)		
	Empfehlung EN 1992-1-1	PA 1992	DIN EN 1992-2/NA
Beton	$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_c = 1,45$ (Druck) $\gamma_c = 1,70$ (Zug)	$\gamma_c = 1,50$
	$\alpha_{cc} = 1,0$ $\alpha_{ct} = 1,0$	$\alpha_{cc} = 1,0$ $\alpha_{ct} = 1,0$	$\alpha_{cc} = 0,85$ $\alpha_{ct} = 0,85$ (1,0 bei f_{bd})
Druckfestigkeit $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$		$f_{cd} = 0,69 f_{ck}$	$f_{cd} = 0,57 f_{ck}$
Zugfestigkeit $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$		$f_{cd} = 0,59 f_{ctk;0,05}$	$f_{ctd} = 0,57 f_{ctk;0,05}$
Verbundfestigkeit $f_{bd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c$		$f_{bd} = 0,59 f_{ctk;0,05}$	$f_{bd} = 0,67 f_{ctk;0,05}$
Betonstahl und Spannstahl	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,20$	$\gamma_s = 1,15$
Zugfestigkeit $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$		$f_{yd} = 0,83 f_{yk}$	$f_{yd} = 0,87 f_{yk}$
Bemessungssituation	Gebrauchstauglichkeit		
	Empfehlung EN 1992-1-1	PA 1992	DIN EN 1992-2/NA
Beton	$\gamma_c = 1,0$	$\gamma_c = 1,0$	$\gamma_c = 1,0$
	$\alpha_{cc} = 1,0$	$\alpha_{cc} = 1,0$	$\alpha_{cc} = 0,85$
Druckfestigkeit $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$		$f_{cd} = 1,0 f_{ck}$	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}$
Betonstahl und Spannstahl	$\gamma_s = 1,0$	$\gamma_s = 1,0$	$\gamma_s = 1,0$
Zugfestigkeit $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$		$f_{yd} = 1,0 f_{yk}$	$f_{yd} = 1,0 f_{yk}$

Tabelle 2: Gegenüberstellung der Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe

den die Berechnungsgleichungen für Deutschland durch eine abweichende Parameterwahl grundsätzlich verändert. Auf eine Darstellung wird hier verzichtet. Die Nachweise der rechnerischen Rissbreiten erfolgen dadurch mit unterschiedlichen Berechnungsgleichungen und würden daher selbst bei gleichen Schnittgrößen zu unterschiedlichen Ergebnissen führen. Die Streuung der Ergebnisse liegt bei circa $\pm$ zehn Prozent.

Zusätzliche Abweichungen haben sich im Rahmen der von Femern A/S durchgeführten Vergleichsberechnungen dahingehend gezeigt, dass sowohl die Größe der anzusetzenden Temperatureinwirkungen als auch der Umgang mit den Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur in den Rissbreitennachweisen grundsätzlich anders ist. So werden bei Berechnung nach Design Basis Zwangsschnittgrößen nur bis zum Erreichen der Risschnittgröße berücksichtigt. Dieses Vorgehen ist gemäß ZTV-ING für Straßentunnel in Deutschland auch erlaubt, nicht jedoch für Eisenbahntunnel nach Ril 853.



Femern A/S

Abb. 2: Beispielhafte Darstellung der resultierenden rechnerischen Rissbreiten nach deutschem Regelwerk

Die Problematik der Rissbreitennachweise und der Umgang mit den unterschiedlichen Berechnungsmethoden und den daraus resultierenden Unterschieden der erforderlichen Bewehrung wurde für die Fehmarnbeltquerung regelmäßig in der bereits erwähnten Arbeitsgruppe aus Bauherr, Gutachtern und deutschen Behörden behandelt.

Im Zuge der Abstimmungen erfolgten einige Detailänderungen und Verschärfungen der Design Basis, um den deutschen Regelungen näherzukommen. Trotz dieser Anpassungen und trotz der für das Projekt vom BMDV und dem EBA in Aussicht gestellten Akzeptanz einer rechnerischen Rissbreite von 0,2 Millimeter auch auf der Bauteilaußenseite ließ sich jedoch keine vollständige Übereinstimmung erzielen. In Abb. 2 sind beispielhaft die rechnerischen Rissbreiten an diskreten Punkten der Eisenbahnröhren der offenen Bauweise dargestellt, die sich in den Vergleichsberechnungen von Femern A/S ergaben, wenn die Nachweise nach deutschem Regelwerk mit den nach Design Basis ermittelten Bewehrungsquerschnitten geführt werden. In ungünstigsten Fällen wurden lokal rechnerische Rissbreiten bis zu 0,3 Millimeter ermittelt.

Auf der Grundlage der erfolgten Untersuchungen und Abstimmungen wurde von Femern A/S beim LBV.SH ein Antrag auf Erteilung einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) zur Ermittlung und zu den Grenzwerten der rechnerischen Rissbreiten bei der Festen Fehmarnbeltquerung gestellt. Die ZiE wurde 2018 mit Verweis auf die projektspezifischen Besonderheiten erteilt.

4.4 Schubbemessung

Bei der Schubbemessung ist zu unterscheiden zwischen Bauteilen ohne und Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung.

Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach Eurocode 1992 ergibt sich wie folgt:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

mit einem Mindestwert

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Für die in den Gleichungen einzusetzenden Parameter gibt der Eurocode Empfehlungswerte vor, die in den nationalen Anhängen (PA 1992 und DIN EN 1992-2/NA) für Dänemark und Deutschland jeweils verändert werden, sodass sich hier maßgebende Unterschiede ergeben.

Empfehlungswerte gemäß EN 1992:

$$V_{Rd,c} = [0,120 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\geq (0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

PA 1992:

$$V_{Rd,c} = [0,124 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\geq (0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

DIN EN 1992-2/NA:

$$V_{Rd,c} = [0,10 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\geq (0,025 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \text{ (hier für } d > 80 \text{ cm)}$$

Die Unterschiede in den jeweils resultierenden rechnerischen Querkraftwiderständen hängen von der Bauteildicke und der einwirkenden Normalkraft ab. Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes, der von Bauteilen ohne Schubbewehrung aufgenommen werden kann, liegt nach PA 1992 um circa zwei bis drei Prozent höher als der Empfehlungswert nach Eurocode 2. In Deutschland sind dagegen nur 74 bis 82 Prozent des Empfehlungswertes nach Eurocode 2 zulässig. Damit ist in Dänemark der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes, bis zu dem Bauteile ohne Schubbewehrung ausgeführt werden können, ungefähr 24 bis 40 Prozent größer als in Deutschland.

Die an sich schon großen Unterschiede des unbewehrten Querkraftwiderstandes werden durch eine im PA 1992 projektspezifisch vorgesehene Erhöhung des Querkraftwiderstandes in Auflagernähe noch weiter vergrößert.

Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes nach Eurocode 2 und nach DIN EN 1992/NA ist abweichend davon unabhängig von der Lage des Querschnittes im Bauteil. Zur Berücksichtigung der möglichen direkten Lastabtragung in Auflagernähe bei direkter Auflagerung darf für die Bemessung die Einwirkung im Abstand der statischen Nutzhöhe d vom Auflagerrand zugrunde gelegt werden. Nach Eurocode 2 dürfen dabei alle Lasten, die bis zu einem Abstand a kleiner als $2d$ vom Auflagerrand wirken, mit dem Faktor $\beta = a/2d$ abgemindert werden, sodass sich eine kleinere Einwirkung V_{Ed} ergibt. Diese Regelung ist in Deutschland nur für Einzellasten, aber nicht für Streckenlasten zulässig, sodass hier in der Regel bei Tunneln keine Abminderung der Bemessungsquerkraft erfolgen darf.

In Abb. 3 sind für einen beispielhaften Balken mit Gleichstreckenlast die maßgebenden Bemessungsquerkräfte nach Eurocode (rot) und DIN EN 1992/NA (grün) als gestrichelte Linien dargestellt. Die Regelung nach Eurocode 2 erlaubt danach gegenüber der DIN EN 1992/NA eine circa um sieben Prozent geringere Bemessungsquerkraft im Bemessungsschnitt $1d$ vom Auflagerrand, die vom Querkraftwiderstand abzudecken ist. Die Querkraftwiderstände (durchgezogene rote und grüne Linie) sind über die Bauteillänge konstant.

Nach PA 1992 (blaue gestrichelte Linie) erfolgt keine Abminderung der Bemessungsquerkraft in Auflagernähe. Stattdessen wird der Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ (blaue durchgezogene Linie) des nicht schubbewehrten Querschnittes ab einem Abstand a kleiner $2d$ vom Auflagerrand mit dem Faktor $\beta = 2d/a \leq 4$ vergrößert. Dies wird als arching effect, also als Bogentragwirkung bezeichnet und berücksichtigt den direkten Lastabtrag in Auflagernähe.

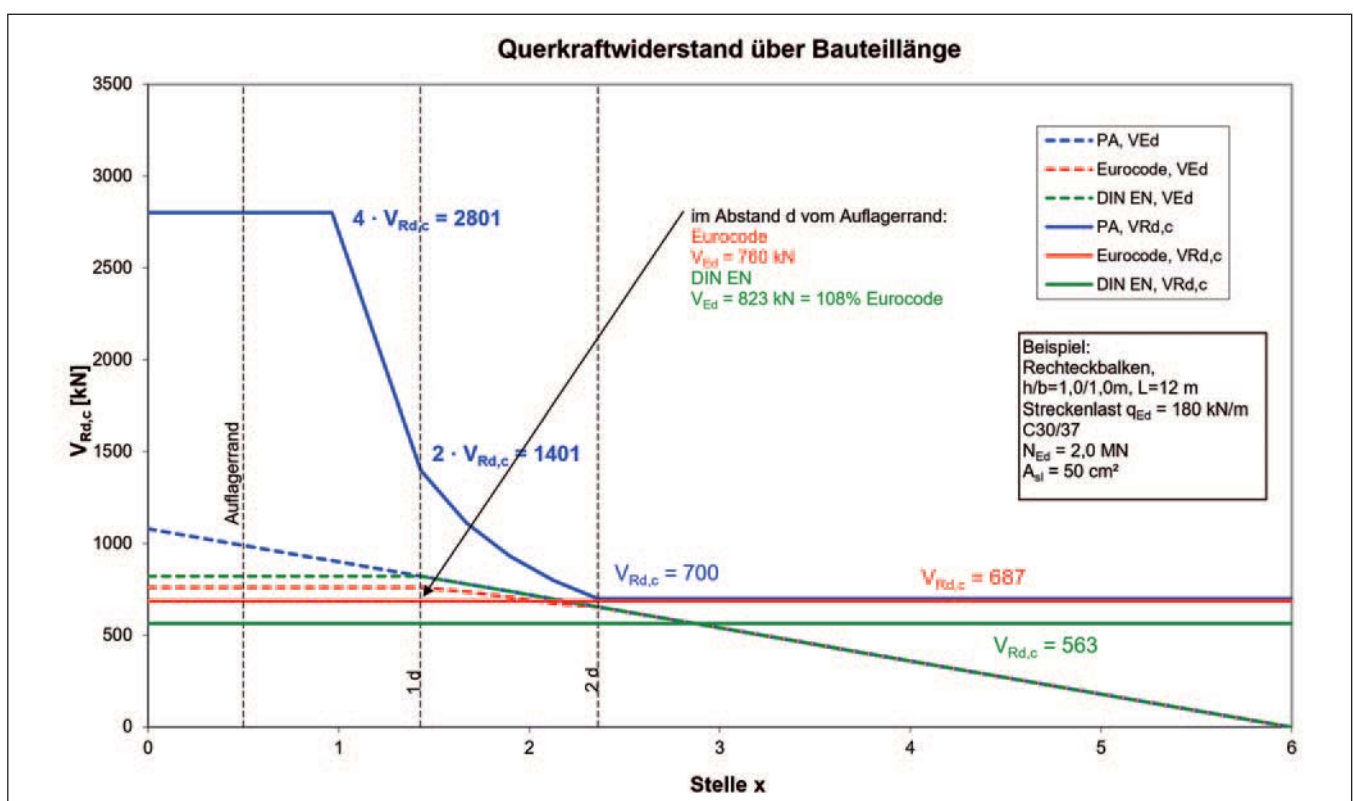


Abb. 3: Beispiel: Querkraftwiderstand und Bemessungsquerkraft für einen Balken mit Gleichstreckenlast

Die Definition des Faktors β entspricht dabei dem Abminderungsfaktor β für auflagnernahe Lasten nach EN 1992-1-1. Allerdings wird dieser Faktor hier nicht auf der Einwirkungsseite zur Abminderung auflagnernahe Lasten, sondern auf der Widerstandsseite zur Erhöhung des gesamten Querkraftwiderstandes verwendet. Dies hat bei statischen Systemen mit gleichmäßig verteilten Lasten zur Folge, dass damit nicht nur der Einfluss auflagnernahe Lasten, sondern der Einfluss aller Lasten für die Schubbemessung verringert wird. Die massive Erhöhung des Querkraftwiderstandes in Auflagernähe führt im hier dargestellten Beispiel dazu, dass der Querkraftwiderstand nach PA 1992 ohne Schubbewehrung die Bemessungsquerkraft weit übersteigt, während der Querkraftwiderstand sowohl nach Eurocode als auch nach DIN EN 1992/NA ohne Schubbewehrung bereits nicht mehr ausreicht und Schubbewehrung erforderlich würde.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass der PA 1992 die Regelungen des Eurocode 2 zum Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Schubbewehrung so ändert, dass allgemein der rechnerische Querkraftwiderstand etwas höher, aber im Auflagerbereich deutlich größer angesetzt werden darf. Demgegenüber wird der rechnerische Querkraftwiderstand der deutschen DIN EN 1992 gegenüber den Empfehlungen des Eurocode 2 deutlich reduziert. Dies führt für das Projekt Fehmarnbeltquerung bei Bemessung nach Design Basis und deutscher Norm zu deutlichen Unterschieden in der Frage, in welchen Bauteilbereichen eine Schubbewehrung vorzusehen ist.

Für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung ergeben sich durch die nationalen Anhänge der Eurocodes ebenfalls deutliche Unterschiede. Der Ermittlung der erforderlichen Querkraftbewehrung liegt ein Fachwerkmodell mit geneigten Druckstreben zugrunde. Der Querkraftwiderstand schubbewehrter Stahlbetonquerschnitte ermittelt sich nach Eurocode 2 wie folgt:

$$V_{Rds} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

mit $f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s$

Die Neigung θ der Druckstreben wird gemäß PA 1992 und DIN EN 1992-2/NA auf unterschiedliche Werte begrenzt. Darüber hinaus gibt es unterschiedliche Festlegungen für den Ansatz des inneren Hebeldarmes z und für die Materialsicherheit des Betonstahles.

Empfehlungswerte gemäß EN 1992:

$$\begin{aligned} - \gamma_s &= 1,15 \\ - 1,0 &\leq \cot \theta \leq 2,5 \\ - z &= 0,9 \cdot d \end{aligned}$$

PA 1992:

$$\begin{aligned} - \gamma_s &= 1,20 \\ - 1,0 &\leq \cot \theta \leq 2,0 \\ - z &= 0,9 \cdot d \end{aligned}$$

DIN EN 1992-2/NA:

$$\begin{aligned} - \gamma_s &= 1,15 \\ - 1,0 &\leq \cot \theta \leq (1,2 + 1,4 \sigma_{cp} / f_{cd}) / (1 - V_{RD,cc} / V_{Ed}) \leq 1,75 \\ &\text{mit } V_{RD,cc} = c \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot (1 - 1,2 \cdot \sigma_{cp} / f_{cd}); c = 0,5 \\ (- \cot \theta &= 3,0 \text{ für Hochbauten}) \\ - z &= 0,9 \cdot d \leq d - c_{vl} - 30 \text{ mm} \end{aligned}$$

mit c_{vl} = Betondeckung der Längsbewehrung

In der Design Basis war zunächst abhängig von den Randbedingungen eine Begrenzung des Druckstrebenwinkels auf $\cot \theta \leq 2,5$ vorgesehen. Im Zuge der Abstimmungen erfolgte eine Anpassung auf $\cot \theta \leq 2,0$, um dem deutschen technischen Regelwerk näherzukommen.

In Deutschland ist jedoch für Ingenieurbauwerke gemäß DIN EN 1992-2/NA eine Begrenzung des Druckstrebenwinkels auf $\cot \theta = 1,75$ einzuhalten. Aus ingenieurtechnischer Sicht ist hier durchaus zu hinterfragen, ob diese Festlegung, die unseres Wissens ursprünglich für Brücken getroffen wurde, auch für die im Wesentlichen durch ständige und ruhende Lasten beanspruchten Tunnelkonstruktionen gelten muss. Darüber hinaus wird im deutschen nationalen Anhang der ansetzbare innere Hebeldarm z für dünnere Querschnitte (bis circa 1 Meter Bauteildicke) gegenüber den Festlegungen des Eurocodes verringert, um eine ausreichende Druckzonenhöhe sicherzustellen.

Da die Berechnungsformel für die Schubbewehrung linear ist, bestimmen der Druckstrebenwinkel, der Hebeldarm z und die Materialsicherheit des Bewehrungsstahles direkt die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte. Falls nach allen drei Regelwerken Schubbewehrung erforderlich ist, ergibt sich für die gleiche Bemessungsquerkraft und dickere Bauteile mit gleichem Ansatz des inneren Hebeldarmes z :

$$\begin{aligned} \text{Eurocode: } a_{sw} &= V_{Ed} / (z \cdot f_{yk} \cdot \gamma_s / \cot \theta) = 0,46 \cdot V_{Ed} / (z \cdot f_{yk}) \\ &= 100\% \text{ (für } \cot \theta = 2,5) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{PA 1992: } a_{sw} &= V_{Ed} / (z \cdot f_{yk} \cdot \gamma_s / \cot \theta) = 0,60 \cdot V_{Ed} / (z \cdot f_{yk}) \\ &= 130\% \text{ (für } \cot \theta = 2,0) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{DIN EN: } a_{sw} &= V_{Ed} / (z \cdot f_{yk} \cdot \gamma_s / \cot \theta) = 0,66 \cdot V_{Ed} / (z \cdot f_{yk}) \\ &= 143\% \text{ (für } \cot \theta = 1,75) \end{aligned}$$

Über diese Unterschiede hinaus sind – wie im Abschnitt 4.1 aufgrund der Einwirkungskombinationen gezeigt wurde – bei Berechnungen auf der Grundlage der Design Basis die Bemessungsschnittgrößen bei gleichen Einwirkungen geringer als sie sich nach deutschem Regelwerk ergeben würden. In der Überlagerung der geringeren Bemessungsquerkraften mit den unterschiedlichen Bemessungsregeln ergibt sich allgemein, dass bei Ausführungsplanung nach Design Basis größere Bauwerksbereiche ohne Schubbewehrung ausgeführt werden können als nach deutschem Regelwerk und dass dort, wo auch nach Design Basis Schubbewehrung erforderlich wird, diese im Regelfall geringer ist als nach deutschem Regelwerk.

In Abb. 4 ist exemplarisch das Ergebnis der Querkraftbemessung für die Eisenbahnröhre des Absenktunnels aus den Vergleichsberechnungen dargestellt. In der Decke und im Randbereich der Sohle wird sowohl nach Design Basis als auch nach deutschem Regelwerk Schubbewehrung erforderlich, wobei die Schubbewehrung nach Design

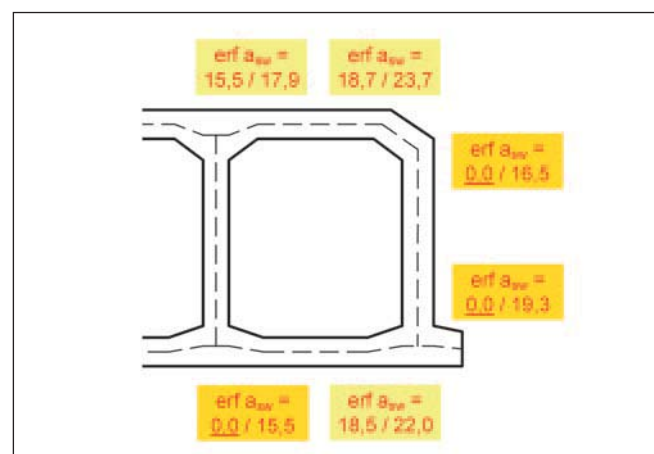


Abb. 4: Beispielhaft erforderliche Schubbewehrung nach Design Basis / deutschem Regelwerk

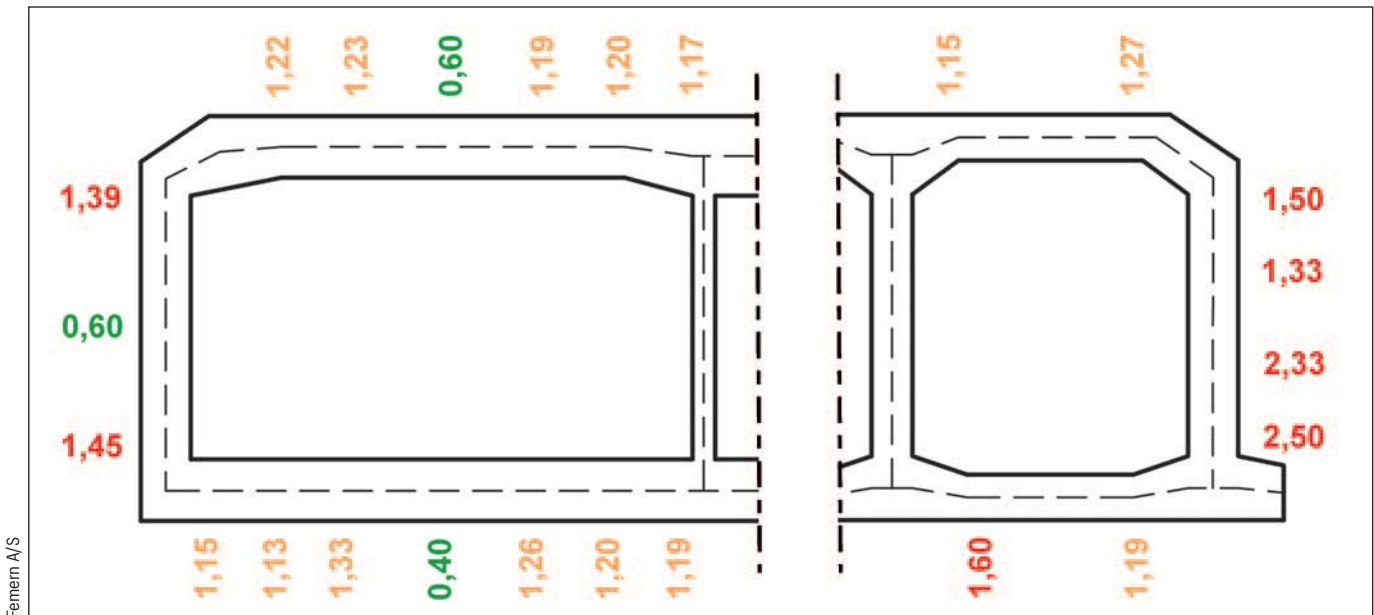


Abb. 5: „Ausnutzungsgrade“ der Schubbewehrung/des Schubwiderstandes bei Berechnung nach deutschem Regelwerk, Absenktunnel

Basis geringer ist. In der Außenwand und im übrigen Sohlbereich ist auf der Grundlage der Design Basis keine Schubbewehrung erforderlich, während das deutsche Regelwerk diese erfordern würde.

In Abb. 5 ist ergänzend für den gleichen Berechnungsquerschnitt bei einer Bemessung nach deutschem Regelwerk der Ausnutzungsgrad schubbewehrter Querschnitte (orange Zahlen, mit bis zu 133 Prozent) und der Ausnutzungsgrad unbewehrter Querschnitte (rote Zahlen mit bis zu 250 Prozent) dargestellt.

Bei der Querkraftbemessung auf Querschnittsebene zeigten sich aufgrund der unterschiedlichen nationalen Anhänge und der projektspezifischen Möglichkeit, den arching effect zu berücksichtigen, somit maßgebende Unterschiede. Diese Problematik wurde in der bereits genannten Projekt-Arbeitsgruppe über lange Zeit fachlich diskutiert und nach Lösungsmöglichkeiten gesucht, um eine sichere und wirtschaftliche Ausführung des Projektes zu realisieren, aber gleichzeitig die Anforderungen der deutschen Aufsichtsbehörden zu berücksichtigen. Eine so einfache Lösung wie bei der Biegebemessung über die erhöhte

Bewehrung aus den Rissbreitennachweisen war hier nicht möglich. Zum Nachweis der ausreichenden Sicherheit der Querkraftbemessung nach Design Basis wurden von Femern A/S nichtlineare statische Berechnungen mit speziellen Stoffgesetzen für den Beton und mit der gewählten Biege- und Schubbewehrung an FEM-Scheibenmodellen der Tunnel-Gesamtquerschnitte durchgeführt. Die Berechnungen erfolgten an den bereits als repräsentativ bestätigten Beispielquerschnitten eines tiefen Absenkelementes, eines Tunnelblocks in offener Bauweise und eines Trogblockes.

Der Nachweis einer ausreichenden (Schub-)tragfähigkeit erfolgte dann auf der Grundlage probabilistischer Methoden mit Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex β auf der Grundlage der Model Codes 1990 und 2010 in Verbindung mit den in DIN EN 1990, Teil C für Deutschland festgelegten Zuverlässigkeitsanforderungen.

Diese hochgradig nichtlinearen Berechnungen wurden durch Professor Maurer von der TU Dortmund in Abstimmung mit der BASt wissenschaftlich begleitet und durch sein Zweitgutachten mit unabhängigen

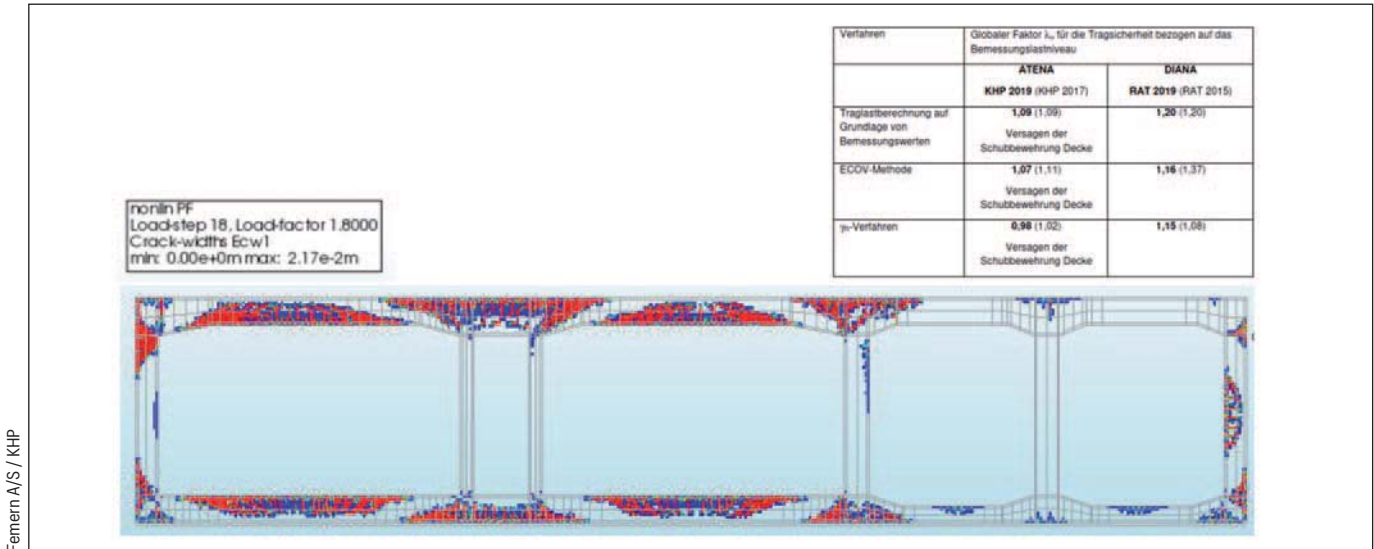


Abb. 6: Beispielhafte Darstellung der Risse, Berechnungsquerschnitt Absenktunnel, mit Ergebnissen der Tragsicherheit

Vergleichsberechnungen geprüft. Mit den nichtlinearen Berechnungen konnte die Querkraftbemessung auf der Grundlage der Design Basis als ausreichend sicher ($\lambda \geq 1,0$) bestätigt und auch der arching effect an den Gesamtquerschnitten gezeigt werden (Abb. 6).

Auf der Grundlage dieser wissenschaftlichen Untersuchungen wurde von Fernern A/S ein Antrag auf Zustimmung im Einzelfall für den Fehmarnbelttunnel zur Querkraftbemessung auf der Grundlage der Design Basis gestellt, die 2018 vom BMDV erteilt wurde.

4.5 Verankerungs- und Übergreifungslängen

Bei den Konstruktionsregeln haben sich vor allem bei den erforderlichen Verankerungs- und Übergreifungslängen maßgebende Unterschiede zwischen der Design Basis und dem deutschen Regelwerk gezeigt.

Der Grundwert der Verankerungslänge wird in beiden Fällen gemäß EN 1992-1-1 nach der gleichen Formel berechnet, allerdings wird nach PA 1992 ein erhöhter Teilsicherheitsbeiwert auf die Verbundfestigkeit angesetzt:

$$l_{b,req} = (\sigma_s / 4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd})$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

$$\text{EN 1992-1-1: } \gamma_c = 1,5$$

$$\text{PA 1992: } \gamma_c = 1,7$$

$$\text{DIN EN 1992-1-1/NA: } \gamma_c = 1,5$$

Damit ist das Grundmaß der Verankerungslänge nach PA 1992 zunächst um 13 Prozent größer als das Maß nach EN 1992 und DIN EN 1992. Die erforderliche Verankerungslänge für konkrete Bewehrungsweisen wird jedoch mithilfe mehrerer α -Faktoren ermittelt:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,req} \geq l_{b,min}$$

Vier dieser fünf α -Faktoren sind in den Regelwerken gleich. Der Faktor α_2 , der die Betondeckung des zu verankernden Stabes erfasst, ist jedoch in Deutschland mit $\alpha_2 = 1,0$ festgelegt, während nach PA 1992 und nach EN 1992-1-1 Werte zwischen 0,7 und 1,0 ansetzbar sind:

$$0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot ((c_d - \varnothing) / \varnothing) \leq 1,0$$

$$\text{mit } c_d = \min [a/2; c_1; c]$$

und a = lichter Abstand der zu verankernden Stäbe

c_1 = seitliche Betondeckung des Stabes

c = obere bzw. untere Betondeckung des Stabes.

Damit sind im ungünstigsten Fall (das heißt, bei großer Betondeckung im Verhältnis zum Stabdurchmesser und großem Abstand der zu verankernden Stäbe) die Verankerungslängen nach PA 1992 insgesamt um ca. 20 Prozent geringer als nach DIN EN 1992-1-1.

Die Unterschiede in den Verankerungslängen wirken sich auch unmittelbar auf die erforderlichen Übergreifungslängen bei Bewehrungsstößen aus:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,req} \geq l_{0,min}$$

Der hier zusätzlich anzusetzende Beiwert α_6 , der den Anteil der gestoßenen Stäbe an der Bewehrung berücksichtigt, wird im deutschen Regelwerk anders als in PA 1992 festgelegt. Während der PA 1992 den Empfehlungswerten der EN 1992 folgt, werden in DIN EN 1992-1-1 abweichende Faktoren festgelegt, da gemäß Heft 600 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton die Werte der EN 1992-1-1 als nicht ausreichend sicher angesehen wurden.

Ein Vergleich der Beiwerte α_6 ist der **Tabelle 3** zu entnehmen. Der Beiwert α_6 nach deutschem nationalem Anhang berücksichtigt – anders als die empfohlenen Beiwerte nach EN 1992 – neben dem Stoßanteil auch den Abstand der Stöße und damit zumindest zum Teil den Einfluss, der nach EN 1992-1-1 durch den Beiwert α_2 erfasst wird.

Allgemein ergeben sich gemäß PA 1992 kleinere Beiwerte α_6 , lediglich bei größeren Stababständen sind die Beiwerte größer als nach deutschem nationalem Anhang. Dabei ist jedoch zu beachten, dass sich der

Übergreifungslängenbeiwert α_6 bei kleinen Stoßabständen (lichter Abstand $a < 8 \varnothing \triangleq$ Stababstand der gestoßenen Stäbe $s < 10 \varnothing$)								
α_6	Stoßanteil							
	25%		33%		50%		> 50%	
	PA	NA DE	PA	NA DE	PA	NA DE	PA	NA DE
$\varnothing < 16 \text{ mm}$	1,0	1,2	1,15	1,2	1,4	1,4	1,5	1,4
$\varnothing \geq 16 \text{ mm}$	1,0	1,4	1,15	1,4	1,4	2,0	1,5	2,0
Übergreifungslängenbeiwert α_6 bei großen Stoßabständen (lichter Abstand $a \geq 8 \varnothing \triangleq$ Stababstand der gestoßenen Stäbe $s \geq 10 \varnothing$)								
α_6	Stoßanteil							
	25%		33%		50%		> 50%	
	PA	NA DE	PA	NA DE	PA	NA DE	PA	NA DE
$\varnothing < 16 \text{ mm}$	1,0	1,0	1,15	1,0	1,4	1,0	1,5	1,0
$\varnothing \geq 16 \text{ mm}$	1,0	1,0	1,15	1,0	1,4	1,4	1,5	1,4

Tabelle 3: Vergleich der Übergreifungslängenbeiwerte α_6 bei kleinen/großen Stoßabständen, jeweils größere Werte fett gedruckt

Stoßanteil nach DIN EN 1992-1-1/NA immer auf eine einzelne Lage bezieht, während EN 1992-1-1 den Stoßanteil an der Gesamtbewehrung in Bezug nimmt, der bei mehrlagiger Bewehrungsführung geringer sein kann und damit zu geringeren Übergreifungslängen führt.

Aus der Überlagerung der Beiwerte α_2 und α_6 bei der Ermittlung der erforderlichen Übergreifungslängen ergibt sich, dass die Übergreifungslängen nach Design Basis in der Regel geringer sind als nach deutschem Regelwerk. Für bei Tunnelbauwerken übliche Bewehrungsquerschnitte werden nach Design Basis nur circa 60 bis 80 Prozent der Übergreifungslängen ermittelt, die nach deutschem Regelwerk erforderlich sind.

Um für das Projekt Fehmarnbelttunnel eine konstruktive Durchbildung auf der Grundlage der Design Basis auch für die deutsche Seite als ausreichend standsicher zu bestätigen, wurden von Femern A/S Bruchversuche an unterschiedlichen Balkenquerschnitten mit einlagiger Bewehrung durchgeführt. Dabei wurden für das Projekt repräsentative Bewehrungsquerschnitte und Stoßanordnungen gewählt. Die Übergreifungslängen wurden auf der Grundlage der EN 1992 gewählt. Die Versuche wurden durch Professor Maurer von der TU Dortmund wissenschaftlich begleitet und die Ergebnisse durch ihn gutachterlich bewertet.

Mit den Bauteilversuchen konnten die ausreichende Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der gewählten Übergreifungslängen – und damit implizit auch der Verankerungslängen – nach Design Basis bestätigt werden. Auf dieser Grundlage wurde von Femern A/S ein Antrag auf Zustimmung im Einzelfall für den Fehmarnbelttunnel zur Ermittlung der Verankerungs- und Übergreifungslängen auf der Grundlage der Design Basis gestellt und 2018 vom BMDV erteilt. Die ZiE enthält einen Vorbehalt hinsichtlich der besonderen Anforderungen bei Stößen mehrlagiger Bewehrung. Hier laufen zurzeit noch Untersuchungen und Abstimmungen, für die von Professor Maurer auch ergänzende Bauteilversuche durchgeführt wurden.

4 Zusammenfassung

Im Rahmen des Vergleichs der auf dem dänischen technischen Regelwerk basierenden Berechnungsgrundlagen für den Fehmarnbelttunnel mit dem deutschen Regelwerk für Stahlbetontunnel haben sich in einigen Bereichen signifikante Unterschiede gezeigt, die im Wesentlichen auf die dänischen und deutschen nationalen Anhänge der gemeinsamen Eurocodes sowie die deutschen zusätzlichen Regelwerke ZTV-ING und Ril 853 zurückzuführen sind.

Dies beginnt bereits bei den im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigenden Einwirkungskombinationen, die direkten Einfluss auf die Biege- und Schubbemessung und damit schlussendlich auf die konkrete Bewehrungswahl in jedem Querschnitt haben. Durch eine Vielzahl unterschiedlich gewählter Verfahren und Parameter ergibt sich ein Geflecht aus Abweichungen, deren Gesamteinfluss auf das Ergebnis der Ausführungsplanung nur mithilfe repräsentativer beziehungsweise konkreter Vergleichsberechnungen ermittelt werden konnte. Als für die konkrete Ausführung der Bauteile maßgebende Aspekte haben sich im Wesentlichen die Schubbemessung, die Rissbreitenanforderungen und -nachweise sowie die Konstruktionsregeln gezeigt.

Die Vergleiche erfolgten im Wesentlichen quantitativ, ohne bei Abweichungen die „Richtigkeit“ der Design Basis oder des deutschen Regelwerkes zu beurteilen. Das deutsche Regelwerk diente hier als Vergleichsgrundlage dafür, wie ein solches Tunnelbauwerk in Deutschland üblicherweise ausgeführt und freigegeben werden würde. Es hat sich gezeigt, dass das dänische Regelwerk im Wesentlichen den Empfehlungen der Eurocodes folgt und nur in einzelnen Teilen etwas höhere Auslastungen zulässt. Die deutschen nationalen Anforderungen liegen in der Regel eher auf der konservativen Seite.

Für das Projekt Fehmarnbelttunnel konnten in jahrelanger, konstruktiver Abstimmung und mit detaillierten Betrachtungen für das konkrete Projekt gemeinsam Lösungen erarbeitet werden, damit trotz der unterschiedlichen Regelwerke die Design Basis als Bemessungsgrundlage für die Fehmarnbeltquerung unter Berücksichtigung der Besonderheiten des Staatsvertrages auch von deutscher Seite genehmigt werden konnte. Mit den Zustimmungen im Einzelfall steht hierzu ein geeignetes Mittel zur Verfügung, um für das konkrete Projekt Abweichungen vom deutschen Regelwerk begründet zu akzeptieren. Voraussetzung für jede Abweichung waren ausführliche technische Untersuchungen und eine enge Abstimmung der erforderlichen Schritte mit dem BMDV (damals BMVI).

Die Grundlagen für die Genehmigung wurden durch die oben bereits genannte Arbeitsgruppe erarbeitet. Wir bedanken uns bei allen Beteiligten, dass wir an dieser Stelle über die Arbeiten berichten durften.

Es bleibt in Anbetracht der für alle am Projekt Beteiligten überraschend großen Unterschiede der dänischen und deutschen Regelwerke die grundsätzliche und bekannte Fragestellung, ob und wie eine Vereinheitlichung der Normung innerhalb Europas erreicht werden kann.

Ein ingenieurtechnisch einmaliges Bauwerk: der 18 Kilometer lange Absenktunnel zwischen den Inseln Fehmarn und Lolland

Er wird der weltweit längste kombinierte Straßen- und Eisenbahntunnel sein und wird staatsvertraglich auch auf deutscher Seite nach dänischen Normen gebaut

Der Fehmarnbelttunnel wird als fast 18 Kilometer langer Straßen- und Eisenbahntunnel unter der Ostsee zwischen den Inseln Fehmarn und Lolland die Bahn- und Straßenverbindung zwischen Kopenhagen und Hamburg vollenden. Er ist ein länderübergreifendes Projekt und wird nach seiner Fertigstellung der längste kombinierte Straßen- und Eisenbahntunnel der Welt sein. Staatsvertraglich wurde festgelegt, dass er auch auf deutscher Seite nach dänischen Normen und Vorschriften gebaut werden soll. Diese bauordnungsrechtliche Besonderheit spiegelt sich in allen Genehmigungs- und Prüfprozessen wider. Neben den bauordnungsrechtlichen Regelungen ist aber auch die Bauweise des Tunnels als Absenktunnel eine weltweit viel beachtete Besonderheit. Vor allem die Spezialelemente mit ihren Untergeschossen sind in dieser Form noch nie realisiert worden. Sie und viele andere ingenieurtechnische Spezifika dieses einmaligen Bauwerkes werden hier deshalb vorgestellt.

1 Einführung

Die „Vogelfluglinie“ verbindet die Metropolregionen Hamburg und Kopenhagen. Sie quert dabei den Fehmarnbelt, einen zwischen den Inseln Fehmarn und Lolland gelegenen Arm der Ostsee. Der Straßenverkehr kann den Fehmarnbelt zurzeit nur mit der Fährverbindung zwischen Puttgarden auf deutscher Seite und Rødby auf dänischer Seite queren. Der schienengebundene Verkehr wird derzeit ausschließlich über die rund 160 Kilometer längere Strecke über Jütland und den Großen Belt abgewickelt (Abb. 1). Um den verkehrlichen Engpass durch die Fährverbindung und die Umwegstrecke über Jütland zu beseitigen, wurde der Bau der Festen Fehmarnbeltquerung (FBQ) beschlossen, eines Absenktunnels als kombinierte Eisenbahn- und Straßenverbindung. Die neue Verbindung wird Teil des transeuropäischen Verkehrsnetzes und ist von zentraler Bedeutung für die Anbindung Skandinaviens an Kontinentaleuropa.

Treibende Kraft des Projekts war und ist Dänemark, für das die Anbindung an Kontinentaleuropa von großer ökonomischer Bedeutung ist

und das mit den Querungen am Großen Belt und Öresund in den vergangenen Jahrzehnten sehr gute Erfahrungen gemacht hat.

Das Königreich Dänemark und die Bundesrepublik Deutschland haben daher im Jahr 2008 einen Staatsvertrag über den Bau der Fehmarnbeltquerung geschlossen, der 2009 von den Parlamenten beider Länder ratifiziert wurde. In dem Vertrag wird festgelegt, dass Errichtung, Erhaltung, Betrieb und Finanzierung dem Königreich Dänemark übertragen werden – auch des auf der deutschen Seite liegenden Teils der Fehmarnbeltquerung.

1.1 Am Bau Beteiligte

Bauherr der Fehmarnbeltquerung ist der dänische Staat, der die staats-eigene Gesellschaft Femern A/S mit der Durchführung der Aufgaben betraut hat. Der Bauvertrag wurde als *Design and Build*-Vertrag entworfen. Entwurf und Ausschreibung wurden durch das Planungskonsortium Ramboll-Arup-Tec erstellt. Während der Ausführung ist Ramboll-Arup-Tec weiterhin als Bauherrnberater im Projekt.

Die Ausführung erfolgt durch die beiden Konsortien Fehmarn Belt Contractors (FBC) für das Los Baggararbeiten und Landgewinnungsflächen sowie Femern Link Contractors (FLC) für die Lose Absenktunnel und Portale und Rampen. Das technische Design für den Absenktunnel erfolgt im Wesentlichen durch COWI, eines der größten skandinavischen Ingenieurbüros für Bauwesen mit Niederlassungen weltweit und Sitz in Lyngby bei Kopenhagen.

Die elektrischen und mechanischen Anlagen werden vom Konsortium Femern System Contractors verantwortet. Daneben gibt es eine große Anzahl weiterer an Planung und Bau beteiligter Firmen. An dieser Stelle sei auf die Homepage von Femern A/S verwiesen.

1.2 Prüfung

Im Staatsvertrag wurde festgelegt, dass die Fehmarnbeltquerung auch auf deutscher Seite nach dänischen Normen und Vorschriften gebaut werden soll. Die Straßenverbindung, soweit sie auf dem Hoheitsgebiet der Bundesrepublik Deutschland liegt, wird jedoch als Bundesfernstraße im Sinne des Bundesfernstraßengesetzes gewidmet. Die Baumaßnahme liegt daher im Zuständigkeitsbereich der Autobahn GmbH des Bundes beziehungsweise der durch die Autobahn GmbH eingebun-



Dr.-Ing. Hans Scholz

studierte Bauingenieurwesen in Münster und Berlin und ist seit 2000 Geschäftsführer der Hamburger WTM Engineers in Berlin; Hans Scholz ist Prüfenieur für Bautechnik, Sachkundiger Planer für Schutz und Instandsetzung und Prüfenieur des Eisenbahn-Bundesamtes (EBA) für Ingenieur- und Tunnelbau.



Dr.-Ing. Konrad Schuster

studierte Bauingenieurwesen an der Technischen Universität in Braunschweig und arbeitete seit 2010 bei WTM Engineers (Hamburg) als Projektleiter im Tief- und Tunnelbau; seit Mitte 2023 ist Konrad Schuster als Bereichsleiter mit Schwerpunkt Ingenieurbau bei WTM Engineers in Berlin tätig.



Abb. 1: Fehmarnbelttunnel mit Hinterlandanbindungen

denen Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (DEGES). Femern A/S und die deutsche Bauaufsicht haben daher Verfahrensregeln für die bauaufsichtliche Prüfung der Ingenieurbauwerke vereinbart, um die Anforderungen an die bauliche Sicherheit und Ordnung beider Länder zu gewährleisten.

Um im Rahmen des Verfahrens zur Erteilung einer Inbetriebnahme-genehmigung der Eisenbahn die Einhaltung der Anforderungen der baulichen Sicherheit und Ordnung für den Eisenbahnabschnitt sicherzustellen, wurden ähnliche Verfahrensregeln auch zwischen Femern A/S und dem Eisenbahn-Bundesamt (EBA) getroffen.

Die Prüfung der Bauwerke auf deutschem Hoheitsgebiet erfolgt durch WTM Engineers (Grünprüfung) und das Büro Kempfert und Partner (Geotechnische Prüfung).

2 Der Tunnel

Der Absenktunnel der Festen Fehmarnbeltquerung hat eine Länge von 17,6 Kilometer. Landseitig schließen Tunnel in offener Bauweise an, so dass die Gesamtlänge des Tunnels 18,1 Kilometer beträgt. Der Tunnel besteht aus 79 Standardelementen (STE) und zehn Spezialelementen (SPE) (Abb. 2).

Der Tunnel ist als kombinierter Straßen- und Bahntunnel geplant. Die Straßenröhren umfassen je Fahrtrichtung zwei Fahrstreifen und einen durchgängigen Standstreifen und haben eine Breite von rund elf Metern. Zwischen den Straßenröhren befindet sich ein rund zwei Meter breiter Mittelgang (Zentralgalerie), der der Entfluchtung und der Unterbringung von Leitungen dient. Östlich befinden sich die beiden Bahnrohre mit einer Breite von jeweils rund 6,1 Metern (Abb. 3).

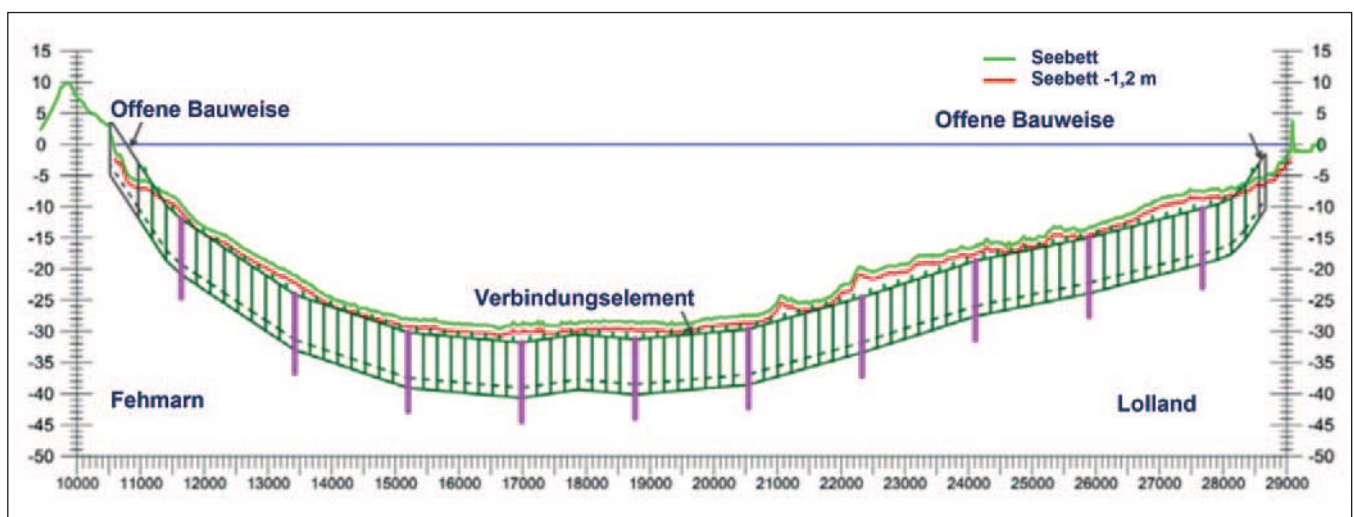


Abb. 2: Tunnellängsschnitt (überhöht) mit Standardelementen (STE) (in grün) und Spezialelementen (SPE) (magenta)

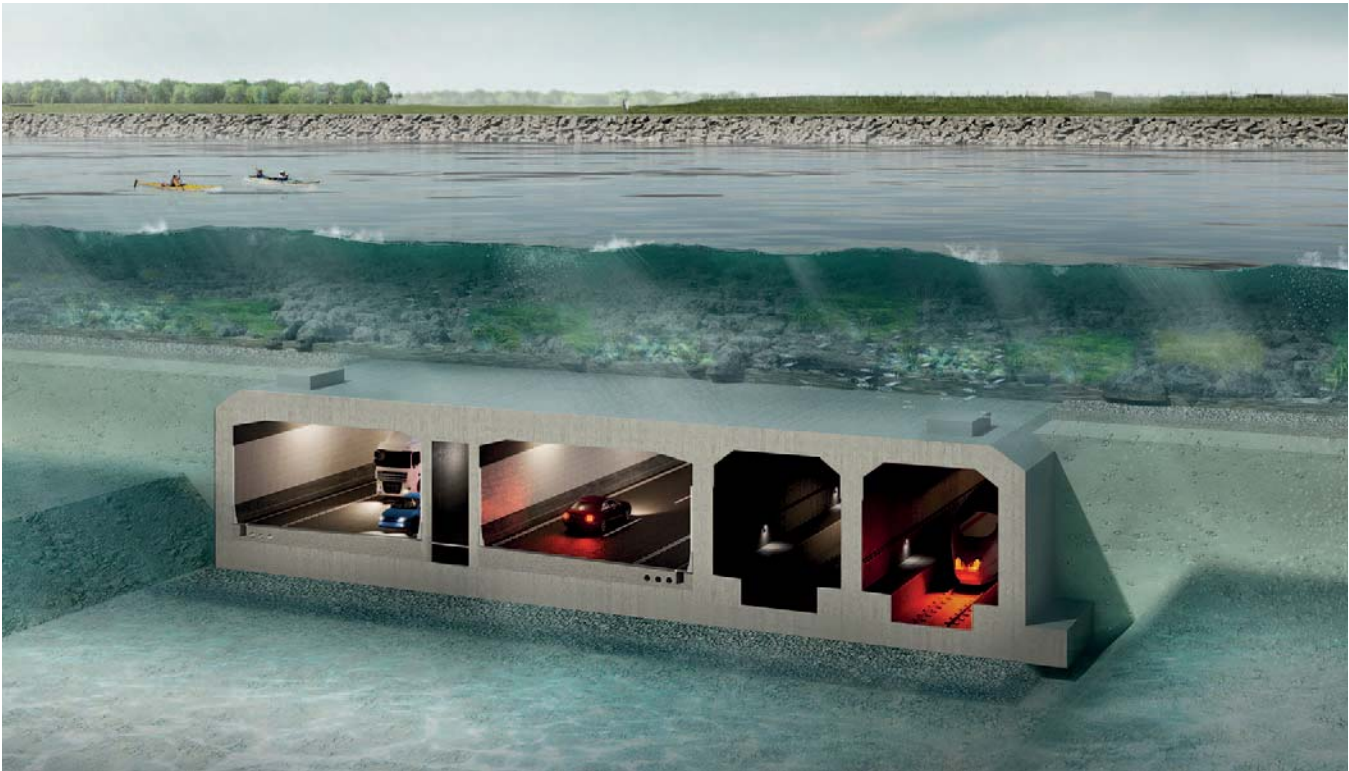


Abb. 3: Querschnitt des Standardelements

2.1 Baugrund

Das Untersuchungsgebiet setzt sich aus einem Beckenbereich und zwei schwach abfallenden Schelfbereichen zusammen. **Abb. 4** zeigt einen vereinfachten geologischen Längsschnitt durch den Fehmarnbelt entlang der Tunnelachse. In Mitte des Fehmarnbelts ist ein Kreidedom zu sehen, der im Hochpunkt bis circa 16 Meter unterhalb des Meeresbodens ragt und dann beidseitig abfällt. Überlagert wird die Kreide durch paläogene Tone, die untere Grundmoräne sowie die obere Grundmoräne. Zwischen den Schichten der Grundmoränen sind Schmelzwassersande anzutreffen. Am Meeresboden sind Beckenablagerungen und Sande vorzufinden.

Im Schelfbereich auf der deutschen Seite steht der paläogene Ton oberflächennah an. Dies hat großen Einfluss, vor allem auf den Über-

gangsbereich zwischen Absenktunnel und dem Tunnel in offener Bauweise, da das Material im Landgewinnungsbereich zu Setzungen und im Bereich des Absenktunnels zu Hebungen führt.

2.2 Standardelement

Ein Standardelement hat eine Länge von circa 217 Metern und ist in neun Segmente unterteilt. Die Höhe des Standardelementes beträgt 8,9 Meter. Im mittleren Segment ist in den Straßenröhren eine Deckennische für den Einbau von Strahlventilatoren vorgesehen (**Abb. 5**). Die Standardelemente werden landseitig in der Tunnelfabrik auf Lolland hergestellt. Die Elemente werden segmentweise produziert. Untereinander sind die Segmente über Schubknaggen in den Wänden und der Sohlplatte verbunden. Ansonsten werden die Segmentfugen als Pressfugen ohne durchlaufende Bewehrung ausgebildet. Die Wasser-

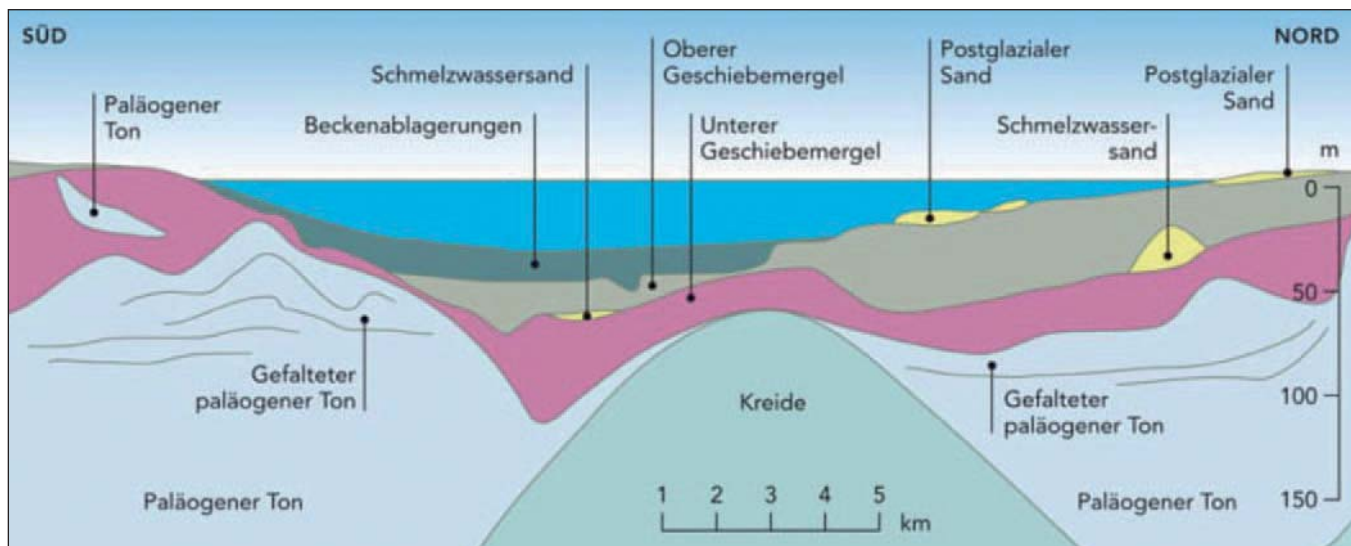


Abb. 4.: Vereinfachter geologischer Längsschnitt

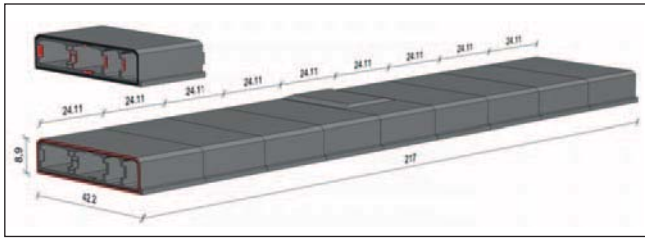


Abb. 5: Isometrie eines Standardelements (STE)

dichtigkeit wird durch innenliegende Fugenbänder und zusätzlich innenseitig montierte Omega-Dichtprofile erreicht.

Die Fugen zwischen den einzelnen Absenkelementen werden als Bewegungsfugen ausgebildet. Hier werden *Gina*-Dichtprofile vorgesehen. Die Omega-Dichtprofile werden als zweite Dichtebene erst nach dem Absenkvorgang eingebaut. Die Schubknaggen werden ebenfalls erst nach dem Absenkvorgang betoniert.

2.3 Spezialelement

Eine Besonderheit der Fehmarnbeltquerung stellen die zehn Spezialelemente dar, die der Tunnelversorgung dienen und die über die Tunnellänge gleichmäßig verteilt angeordnet sind. Die Spezialelemente sind lediglich 38 Meter lang und sind nicht in Segmente unterteilt. Die Breite beträgt 47 und die Höhe 13 Meter. Sie verfügen über ein Untergeschoss unterhalb der Fahrbene mit Räumlichkeiten für elektrische Anlagen, Pumpen, Personal und Lüftung et cetera. Neben den zwei Fahrstreifen und dem Standstreifen ist in der westlichen Straßenröhre zusätzlich eine Haltebucht für das Wartungspersonal angeordnet. Somit können Wartungsarbeiten in den Spezialelementen ohne Eingriff in den Straßenverkehr erfolgen (Abb. 6).

2.4 Brandschutz und Lüftung

Aufgrund der Länge des Tunnels werden an den baulichen Brandschutz hohe Anforderungen gestellt. Die Tunnelemente werden so ausgelegt, dass sie einem Brandereignis nach der RWS-Kurve über drei Stunden standhalten. Hierfür werden die Decken und Wände der Straßen- und Bahnrohre mit Brandschutzplatten verkleidet.

Die Tunnellüftung dient der Versorgung des Tunnels mit Frischluft sowie der Steuerung der Rauchausbreitung im Brandfall und der Ein-

haltung der Schadstoffgrenzwerte. Im Tunnel ist ein Längslüftungssystem vorgesehen.

Die Lüftung der Straßen- und Bahnrohre erfolgt grundsätzlich bereits durch den Kolbeneffekt der Fahrzeuge sowie bei Bedarf durch Jet-Ventilatoren, die unter der Decke des Absenktunnels in allen vier Röhren befestigt sind. Die Lüftung der Zentralgalerie erfolgt von den Portalen aus. Die Zentralgalerie und die Technikräume werden im Normalbetrieb jeweils über die Portale mit Frischluft versorgt. Dort wird im Normalbetrieb durch einen leichten Überdruck verhindert, dass Staub und andere Verunreinigungen in die Galerie eindringen.

3 Herstellung

3.1 Landseitige Fertigung

Die Absenkelemente werden landseitig in der Tunnelfabrik auf Lolland hergestellt (Abb. 7). Das Werk verfügt über fünf Produktionslinien für Standardelemente und eine Produktionslinie für Spezialelemente. Die Herstellung der Standardelemente erfolgt segmentweise im Vorschubprinzip. Zunächst werden Teile der Bewehrung vorgefertigt. Im nächsten Abschnitt werden die vorgefertigten Bewehrungskörbe zusammengesetzt und mit Hilfe von Gitterträgern fixiert und ausgerichtet. Anschließend wird die Gesamtbewehrung weiter in die Schalung geschoben. Dort werden die Elemente mit Einbauteilen ausgestattet und betoniert. Die Segmente werden ohne Arbeitsfugen in einem einzigen Betonagevorgang hergestellt. Nach dem Aushärten wird die Schalung zurückgezogen und das fertige Segment weiter in den Nachbehandlungsbereich geschoben. In den anschließenden Bereichen werden die Segmente so weit wie möglich ausgestattet. Die Segmente werden auf Verschubbahnen gelagert und mittels hydraulischer Pressen vorgeschoben.

Nach ihrer Fertigstellung werden alle neun Segmente in Längsrichtung zentrisch zusammengespant. Hierfür sind in Decke und Sohle durchgehende Spannglieder mit nachträglichem Verbund vorgesehen. Die Vorspannung sorgt dafür, dass die Segmente während des Ausschwimmvorgangs zusammenhalten und dass die Segmentfugen stets überdrückt bleiben.

Nach Fertigstellung eines Standardelementes wird es beidseitig mit Hilfe von Stahlschotten verschlossen und in den Schleusenbereich geschoben. Nach Flutung des Schleusenbereichs schwimmen die Stan-



Abb. 6: Die Spezialelemente dienen der Tunnelversorgung und sind über die Tunnellänge gleichmäßig verteilt.



Abb. 7: Animation der Tunnelfabrik und des Arbeitshafens in Lolland, am linken Bildrand ist der Übergangsbereich zum Tunnel zu sehen.



Abb. 8: Animation einer Fertigungslinie der Tunnelfabrik in Lolland



Abb. 9: Luftbild der Tunnelfabrik, der Schleusen und des Arbeitshafens.

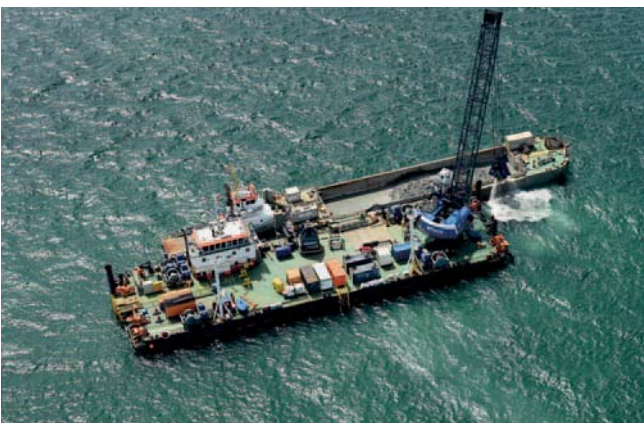


Abb. 10.: Die Tunnelelemente werden in einen Graben am Meeresgrund abgesenkt: Grabenaushub

dardelemente eigenständig und werden in den Hafen ausgeschwommen.

Im Hafen werden die Elemente an Schwimmpontons gehängt und so weit ballastiert, dass sie gerade eben nicht mehr schwimmfähig sind und der Auftrieb nur noch durch die Pontons gewährleistet ist.

Das Fertigungswerk steht aktuell kurz vor der Fertigstellung. **Abb. 8** zeigt den Blick auf die erste Fertigungslinie und **Abb. 9** zeigt die Schleusen und den Arbeitshafen aus der Luft.

3.2 Tunnelgraben und Tunnelbettung

Die Tunnelelemente werden in einen Graben am Meeresgrund abgesenkt (**Abb. 10**). Der Graben wird von der Meeresoberfläche mit Hilfe von Greif-, Seil- und Schaufelbaggern hergestellt. Harte Bodenschichten werden für den mechanischen Aushub mit einem Saugbagger vorbereitet. Der Graben hat eine Tiefe von durchschnittlich zwölf Metern. Die Böschungsneigung variiert in Abhängigkeit vom anstehenden Boden. Das gewonnene Aushubmaterial wird für die Herstellung der küstennahen Landgewinnungsflächen sowie der landseitigen Dämme verwendet. Zwischen dem Aushub des Tunnelgrabens und dem Absenken des Tunnelelements kann es zu geringfügigen Sedimentablagerungen im Graben kommen. Diese werden mit einem Laderaumsaugbagger kurz vor dem Einbringen der Bettungsschicht abgesaugt.

Die Bettungsschicht besteht aus streifenförmig eingebautem Kies. Der Kies wird von einem Schwimmponton aus über ein Fallrohr eingebracht und noch während des Aufbringens durch einen abgesenkten Stahlrahmen nivelliert. Während des Absenkvorgangs kann das Wasser zwischen Baugrund und dem Element zwischen den Kiesstreifen nach außen entweichen. Das Gewicht des Absenkelementes drückt die Kiesstreifen zusammen und führt zu einer gleichmäßig verteilten Bettung der Elemente (**Abb. 11**). Der Grabenaushub ist aktuell zu nahezu 95 Prozent fertiggestellt.

3.3 Ausschwimm- und Absenkvorgang

Die fertigen Elemente werden an den Pontons hängend mithilfe von Schleppern aus dem Hafen heraus bis an den Einsatzort geschleppt. Die Momentenbeanspruchung in Längsrichtung entsteht während des Transportes maßgeblich durch die Wellenhöhe und die Strömungsverhältnisse im Belt. Am Einsatzort werden die Elemente über Anker im Meeresgrund in der Lage gesichert und ausgerichtet. Anschließend werden die Elemente abgesenkt (**Abb. 12**). Das abgesenkte Element wird über Winden und Fangvorrichtungen an das letzte bereits verlegte Element herangezogen. Sobald das Gina-Dichtprofil des neuen Absenkelementes das letzte Absenkelement berührt, kann das Wasser zwischen den Stahlschotten vom fertigen Tunnel aus abgelassen werden. Der Wasserdruck fällt dann einseitig auf Atmosphärendruck ab, während auf der anderen Seite des Absenktunnels noch der volle Wasserdruck wirkt. Der einseitige Wasserdruck führt beispielhaft bei einer mittleren Wassertiefe von 20 Metern auf eine Kraft von ungefähr 80.000 Kilonewton ($200 \text{ kN/m}^2 \text{ Wasserdruck} \times 40 \text{ m Breite} \times 10 \text{ m Höhe}$).

Das Absenkelement wird gegen den bestehenden Tunnelteil gedrückt. Da das Absenkelement in diesem Zustand nahezu gewichtslos ist, ist die Reibung gering und die Kraft wird fast in voller Höhe in den Tunnel eingepreßt, das Gina-Profil wird zusammengedrückt und dichtet die Bewegungsfuge zwischen den Absenkelementen ab. Anschließend erfolgt der Einbau der innen liegenden Omega-Dichtung und der Ausbau der Stahlschotte (**Abb. 13** und **Abb. 14**).

Die Auftriebssicherheit der Elemente wird durch deren Eigenlast sowie durch zusätzlich eingebauten Ballastbeton in den Straßen- und Bahn-

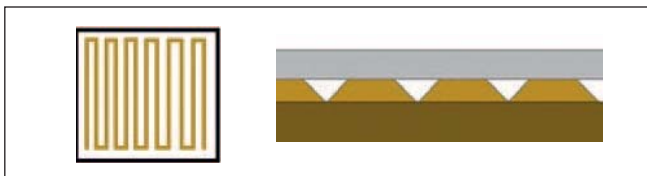


Abb. 11: Prinzipskizze der Kiesbettung, links der streifenförmige Einbau, rechts ein Schnitt durch Bettung und Sohlplatte

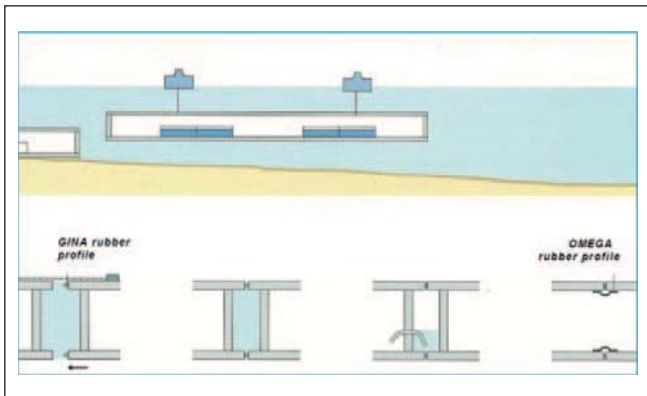


Abb. 12: Absenkvorgang

röhren gewährleistet. Bahnseitig ist zudem ein Sporn vorgesehen, über den die Hinterfüllung aktiviert wird.

3.4 Hinterfüllung und Überschüttung

Das abgesenkte Element erhält zunächst eine Haltehinterfüllung zur Auftriebs- und Lagesicherung. Diese wird wechselseitig eingebracht, um keinen zu großen einseitigen Erddruck zu erzeugen. Die weitere Hinterfüllung wird erst nachlaufend mit Einbau der nachfolgenden Ab-

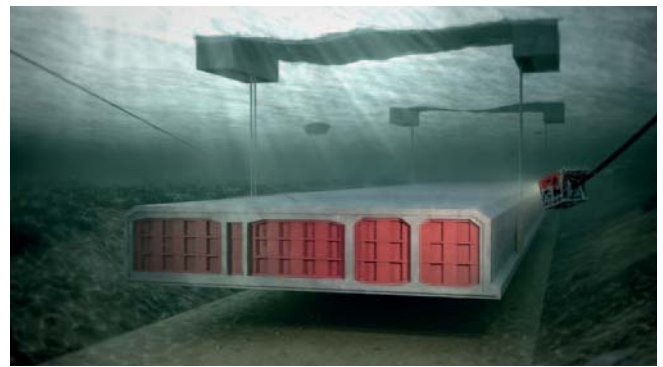


Abb. 13: Animation des Absenkvorgangs eines Standardelements

senkelemente eingebaut, um die Auflast und die damit verbundenen Setzungen zeitverzögert zu erzeugen. Im Zuge der Hinterfüllung wird die Längsvorspannung in den Segmentfugen gekappt, sodass der Tunnel jetzt als Gliederkette wirkt. Zum Schutz vor Ankerwurf und Auskolkung werden die Tunnelelemente mit einer Steinschüttung überschüttet. Zudem wird sich der Graben infolge der natürlichen Sedimentation nach und nach wiederverfüllen (Abb. 15).

3.5 Anschluss Absenktunnel an Tunnel in offener Bauweise

Landseitig wird der Absenktunnel an den Tunnel in offener Bauweise angeschlossen. In einem ersten Schritt wurden (siehe Abb. 16) die Außendeiche (3) + (8), ein Arbeitshafen (2) sowie seeseitig Wellenbrecher (1) hergestellt. Abb. 17 zeigt den aktuellen Stand der Arbeiten.

Aktuell erfolgt der Aushub der Baugrube für den Tunnel in offener Bauweise (5) (Cut & Cover Tunnel). Zum Jahresende wird mit dem Bau des C&C-Tunnels (6) begonnen. Die Länge des C&C-Tunnels ist so ausgelegt, dass die Kräfte aus dem Absenkvorgang über Reibung abgetragen werden.

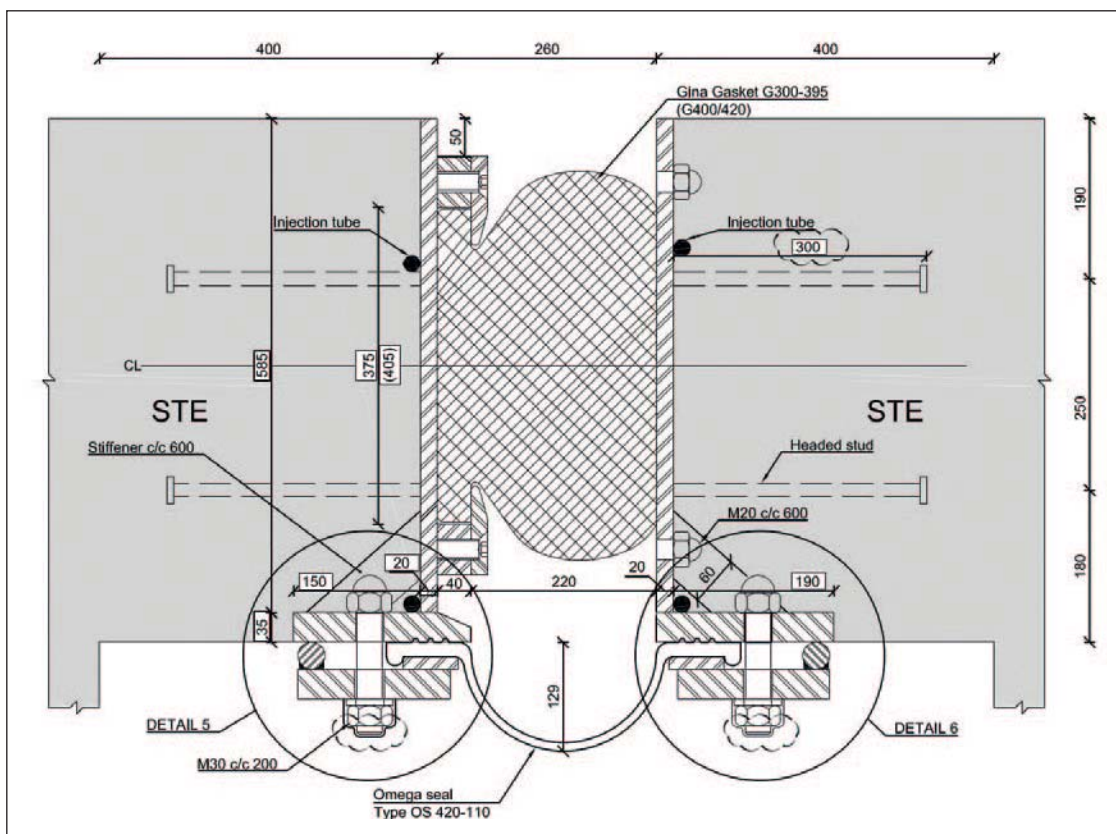


Abb. 14: Prinzipskizze einer Absenkfuge

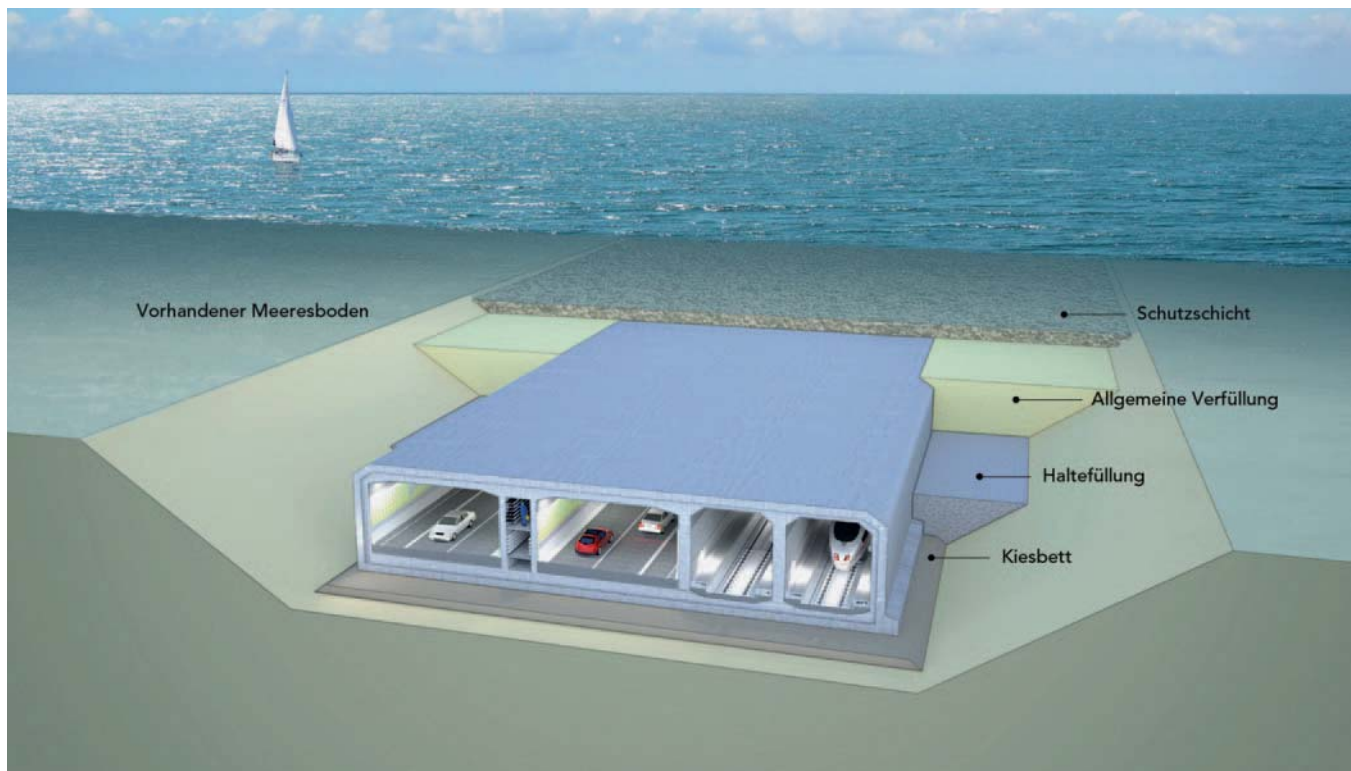


Abb. 15: Tunnelhinterfüllung und -überschüttung

Nach Fertigstellung des C&C-Tunnels wird die Sea-Cut-Off Structure (7) errichtet. Eine rückversetzte Deichlinie, die wasserdicht an den C&C-Tunnel anschließt. Danach kann der Außendeiches (8) rückgebaut werden und es erfolgt der letzte Teil des Grabenaushubs, um schlussendlich das erste Absenkelement (9) auf deutscher Seite anzuschließen.

4 Design

Das Design des Tunnels erfolgt auf Grundlage der Design Basis, einem projektspezifischen Anhang zum Eurocode. Die Design Basis entspricht im Wesentlichen dem dänischen nationalen Anhang, ergänzt um absenk-tunnelspezifische Regelungen.

Die Gleichwertigkeit zwischen dänischem und deutschem Regelwerk wurde im Vorwege ausführlich durch das Büro Prof. Duddeck und Partner GmbH untersucht (siehe auch Seite 28 in dieser Ausgabe).

Unter Einbeziehung aller Projektbeteiligten (Femern A/S, LBV.SH, BMDV, EBA, TU Dortmund und vieler mehr) konnte die Gleichwertigkeit im Wesentlichen bestätigt werden. Lediglich in den drei Themengebieten Schub, Übergreifungslängen und Rissweiten wurden für die deutsche Seite Zustimmungen im Einzelfall erwirkt.

4.1 Längsmodell Wished in Place

Ein wesentlicher Teil des Designs befasst sich mit den Längsmodellen des Tunnels (Abb. 18). Das Längsmodell Wished in Place beschreibt den fertiggestellten Tunnel als Balkenmodell in Längsrichtung. Der Bal-

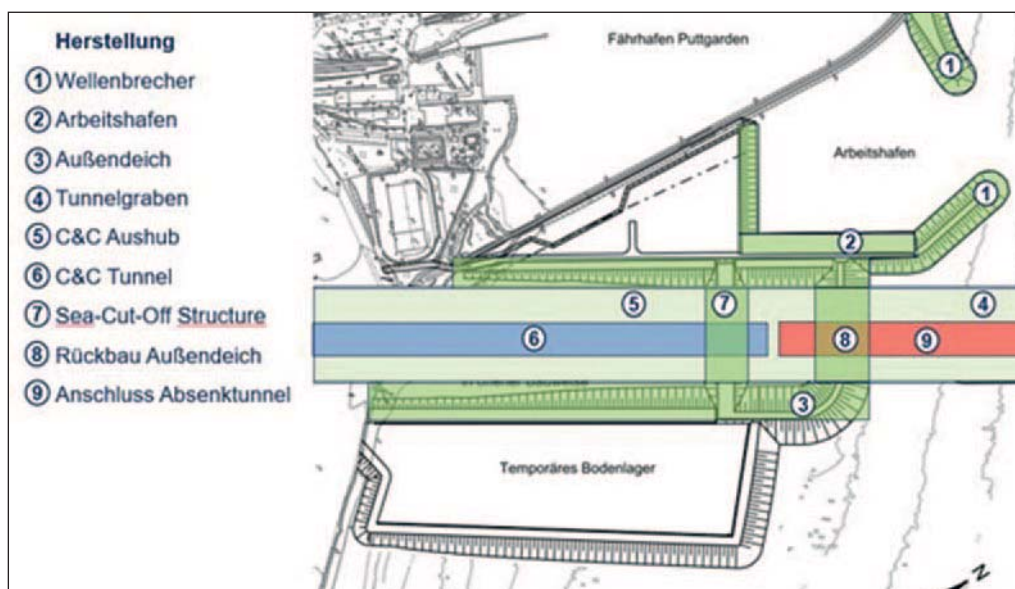


Abb. 16: Anschluss des Absenktunnels an den Tunnel in offener Bauweise



Abb. 17: Luftbild des Übergangsbereichs auf Fehmarn im Juli 2023

ken erhält die Steifigkeit des Tunnelquerschnitts. Die Segmentfugen werden über zwei jeweils ausmittig in Decke und Sohle angeordnete, nichtlineare Federn modelliert, die ausschließlich Druckkräfte übertragen. Die Absenkfugen, in denen die Gina-Dichtungen angeordnet sind, werden ebenfalls über zwei Federn in Decke und Sohle modelliert, wobei die Gina-Profile ein ausgeprägt nichtlineares Verhalten aufweisen und aufgrund der eingprägten Normalkräfte keine Zugkräfte auftreten können.

Mit dem Längsmodell werden die Kräfte in Längsrichtung ermittelt, wobei der Fokus auf den Kräften und Verformungen zwischen den



Abb. 19 a: Lokale Höhenunterschiede im Kiesbett

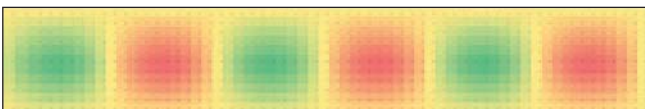


Abb. 19 b: Mögliche Durchbiegungen des Einbringrahmens



Abb. 19 c: Effekte aus dem Baugrund

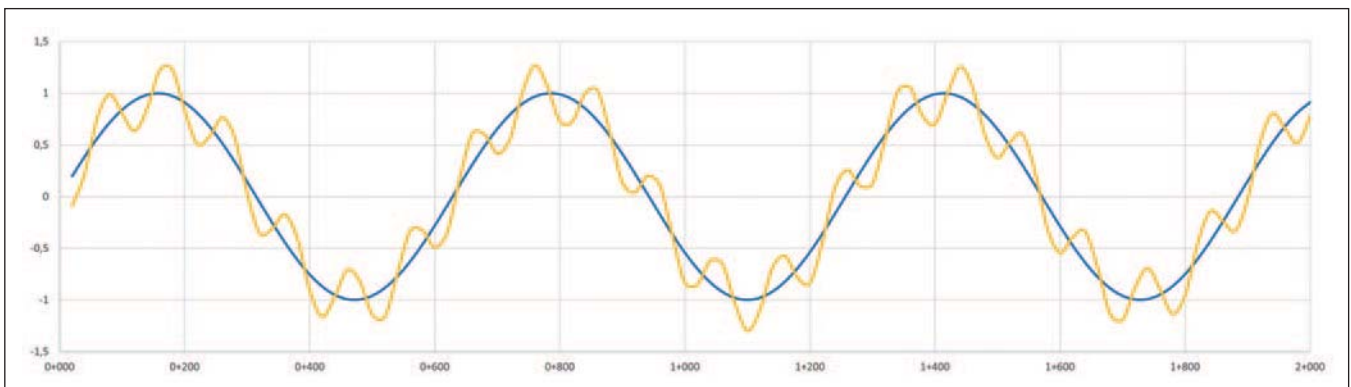


Abb. 19 d: Überlagerte Bettungsmodelle

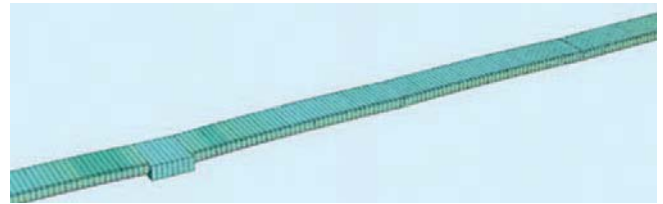


Abb. 18: Längsmodell, bestehend aus Standardelementen und einem Spezialelement

Segmenten / Elementen liegt. Während Eigengewicht, Auftrieb und äußere Belastung relativ genau abschätzbar sind, ist die Bettung des Stabsystems vielen Unbekannten unterworfen. Hier gibt es lokale Effekte, wie zum Beispiel die Einbringhöhe des Kiesbetts, einen ungewollter Mehraushub infolge des Unterwasseraushubs oder lokale Übersteifigkeiten infolge großer Steine im Baugrund. Daneben treten systematische Effekte auf, beispielsweise infolge Durchbiegung des Einbringrahmens des Kiesbetts, und es treten globale Effekte auf, zum Beispiel durch die Variation des Baugrunds in Längsrichtung. Hierbei wurde auch der Zeitpunkt der Belastung berücksichtigt, da sich der Baugrund, speziell der paläogene Ton, über die gesamte Lebensdauer des Tunnels verformt und zu Setzungen und zu Hebungen des Tunnels führt.

Im Rahmen des Designs wurden alle Effekte erfasst und statistisch ausgewertet. Im Ergebnis wurden verschiedenste Bettungskurven ermittelt, die die jeweils ungünstigsten Effekte abdecken. Für jede dieser Bettungskurven wurde anschließend eine Bemessung durchgeführt (Abb. 19 a bis Abb. 19 d).

Wie oben beschrieben, werden durch das Herstellverfahren hohe Normalkräfte in den Tunnel eingepreßt. Zudem ist der Tunnel jahreszeitlichen Temperaturschwankungen ausgesetzt. Ein im Winter hergestellter Tunnelbereich ist im Sommer vollständig überdrückt. Lasten aus Bereichen mit weicherer Bettung werden über die Schubknaggen in Bereiche mit höherer Bettung umgelagert. Der Lastfall ist in der Regel maßgebend für die Kräfte in den Schubknaggen (Abb. 20 a)

In Bereichen, die im Sommer hergestellt werden, kommt es dagegen im Winter zu einem Öffnen der Segmentfugen und der Tunnel schmiegt sich wie eine Gliederkette an den Meeresboden. Der Lastfall ist in der Regel maßgebend für die Verformungen in den Segment- und Absenkfugen (Abb. 20 b).

Da der genaue Herstellungszeitpunkt noch unbekannt ist, erfolgt die Bemessung aller Elemente für den jeweils ungünstigeren Zeitpunkt.



Abb. 20 a: Vollständig überdrückter Tunnelbereich

Die Spezialelemente stellen auch im Hinblick auf die Bettung eine Besonderheit dar. Der Tunnelgraben wird im Bereich der Spezialelemente tiefer ausgehoben als im Bereich der anschließenden Standardelemente. Der Geländesprung wird in Längsrichtung geböscht. Dies führt dazu, dass die an das Spezialelement anschließenden Standardelemente bauzeitlich auskragen. Aufgrund des geringen Eigengewichts ist der Zustand für das Standardelement nicht maßgebend. Der Tunnel ist im Bereich der Auskragung jedoch nicht gebettet, wodurch sich die Kräfte nach außen verlagern. Die Auskragung wird erst nachträglich verfüllt.

4.2 Weitere Bemessungsmodelle und besondere Lastfälle

Neben dem Längsmodell Wished in Place gibt es eine Vielzahl weiterer Bemessungsmodelle für den Tunnel. Das Hebungs- und Setzungsverhalten des Tunnels wird über ein 3D-Baugrundmodell erfasst, mit dem die Herstellung (Aushub, Absenkungen, Hinterfüllung) sowie die Boden-Bauwerks-Interaktion iterativ erfasst werden.

Zudem gibt es 3D-FEM Modelle, mit denen die Verteilung der globalen Schubkräfte aus dem Längsmodell auf die einzelnen Tunnelwände ermittelt werden. Hierbei werden auch Torsionseffekte der Elemente untereinander berücksichtigt. Die Modelle werden darüber hinaus genutzt, um lokale Lastfälle wie Ankerwurf und gesunkenes Schiff nachzuweisen.



Abb. 20. b: Längsverformung (stark überhöht)

In Querrichtung wird der Tunnel im Wesentlichen mit 2D-Rahmenmodellen bemessen. Neben der Wassertiefe sind hier vor allem die Variation der Bettung über die Tunnelbreite sowie der Einfluss aus Setzungen infolge der Bauwerkshinterfüllung bemessungsrelevant.

Im Fehmarnbeltprojekt gibt es einige besondere Lastfälle, die nicht jeder Tunnel vorzuweisen hat. Hierzu zählen zum Beispiel:

- Lastfall global warming: Für die Bemessung des Tunnels und der Deiche wird ein potenzieller Anstieg des Meeresspiegels von 1,20 Meter und zusätzlich ein Hochwasserereignis mit einer Wahrscheinlichkeit von 1:10.000 Jahren angesetzt. Des Weiteren werden isostatische Effekte (jährliche geologische Hebung Skandaviens) mit insgesamt 0,11 Metern berücksichtigt.
- Lastfall Wanderdünen: Am Meeresboden treten Wanderdünen auf. Die Dünen bewegen sich langsam durch den Belt und sorgen nicht nur für erhöhte Auflast, sondern auch zu einer Querbelastung infolge einseitig erhöhten Erddrucks.
- Außergewöhnlicher Lastfall gefluteter Tunnel: Der Tunnel ist planmäßig gerade so ballastiert, dass er auftriebssicher ist. Im Katastrophenfall, wenn der Tunnel vollläuft, entfällt der Auftrieb und das Eigengewicht des Tunnels steigt schlagartig an. Um zu verhindern, dass die Schubknaggen in den Tunnelwänden ausfallen und damit die Struktur des Tunnels versagt, wird der außergewöhnliche Lastfall nachgewiesen.

Südliches Überseequartier in Hamburg: Planerische und bauliche Herausforderungen

Die Komplexität der Planungs- und Bauaufgabe war geprägt von den vielfältigen Beteiligten und Anforderungen an die sehr unterschiedlichen Nutzungseinheiten

In der HafenCity in Hamburg wird derzeit das Westfield Hamburg-Überseequartier realisiert, die gegenwärtig größte Baustelle in Hamburg. Hierfür waren sehr viele planerische Herausforderungen zu bewältigen, unter anderem die Planung tiefer Baugruben in unmittelbarer Nähe zur Tide-Elbe und zu einem U-Bahn-Bauwerk mit sehr hohen Anforderungen an zulässige Verformungen. Und die Herausforderungen für die bautechnischen Prüfungen liegen neben dieser technischen Komplexität vor allem in der formalen Abwicklung der eingereichten Unterlagen. Die Komplexität der Planungsaufgabe für den Tragwerksplaner war geprägt von vielfältigen Anforderungen an die unterschiedlichen und teilweise direkt miteinander verbundenen Nutzungseinheiten. Auch die Anzahl verschiedener Beteiligter in der Entwurfs- und Genehmigungsplanung sowie die Koordination in der Ausführungsplanung und bei der Ausführung stellte eine Herausforderung für die Masterplaner und für die Designkoordinatoren dar.

1 Einführung

1.1 Südliches Überseequartier in der HafenCity Hamburg

Im südlichen Teil des Überseequartiers, im Herzen der HafenCity Hamburg, unmittelbar im Tideeinfluss der Norder-Elbe, erstreckt sich eines der größten Bauvorhaben in Hamburg. Das gesamte Quartier wird vom französischen Immobilienunternehmen Unibail-Rodamco-Westfield als Westfield Hamburg-Überseequartier für deutlich mehr als eine Milliarde Euro mit einer Gesamtfläche von etwa 419.000 Quadratmetern Brutto-Grundfläche realisiert. Etwa 580 Wohnungen, 4.000 Büroarbeitsplätze, 200 Shops, 830 Hotelzimmer, Gastronomie, Kultur und Entertainment mit zehn Kinosälen werden miteinander verknüpft. Im Südwesten des Quartiers ist zusätzlich ein Kreuzfahrtterminal mit einer Fläche von mehr als 10.000 Quadratmetern integriert.

Auf der Grundfläche des Überseequartiers von fast 60.000 Quadratmetern wurden auf einem Kellerkasten mit bis zu drei Untergeschossen insgesamt 14 aufgehende Gebäude in Stahlbetonbauweise errichtet,

die von zwölf namhaften Architekten sowie einem Masterplaner entworfen wurden. WTM Engineers hat für den Gesamtkomplex die Planung der Baugrube sowie die Tragwerksentwürfe für alle Rohbauten erarbeitet. Die Genehmigungsstatik und Ausführungsplanung wurde zu großen Teilen ebenfalls von WTM Engineers sowie für die zwei oberirdischen Kinogebäude von Pfeifer INTERPLAN, Professor Pfeifer und Partner (jetzt ZPP Ingenieure), erstellt. Die bautechnische Prüfung für den südlichen Teil des Areals wird von den Prüfengeuren Dr.-Ing. Markus Wetzel, Dipl.-Ing. Bernd von Seht und Dipl.-Ing. Christian Kühner durchgeführt.

Das Gesamtbauvorhaben teilt sich in die beiden nördlich und südlich des durch das Baufeld laufenden Haltestellenbauwerks der U-Bahnlinie U4 zwei Bereiche ein. Die gesamten Untergeschosse mit anteiligen Abschnitten der aufgehenden Bebauung bis ins erste beziehungsweise zweite Obergeschoss werden als Core bezeichnet. Die oberhalb des Cores angeordneten Gebäude erhalten eine Bezeichnung anhand von Buchstaben und Zahlen (**Abb. 1**).

Der Bereich Core Nord (Einkaufen und Parken) mit zwei Untergeschossen und die aufgehenden Gebäude A und B (Wohnen) liegen nördlich der U-Bahnhaltestelle Überseequartier.

Der Bereich Core Süd (Einkaufen, Parken und Kreuzfahrtterminal) mit drei Untergeschossen ist südlich der U-Bahnhaltestelle angeordnet. Das oberhalb der U-Bahnhaltestelle liegende Verbindungsbauwerk sowie das östliche Einfahrtsbauwerk werden für die gemeinsame unterirdische Erschließung des Quartiers genutzt. Im Westen liegen die Hotelgebäude E2 Süd und E2 Nord sowie das Wohngebäude E3. Im Zentrum sind die Gebäude F1 und F4 (Hotel) sowie F2 und F5 (Kino) angeordnet. Direkt an der Elbe liegen die zwei Bürogebäude D1 und D2. Im Osten liegt das Gebäude F3 (Einkaufen und Büro) parallel zum Magdeburger Hafen. Verbunden werden die Gebäude im Zentrum durch das gegen norddeutsches Wetter schützende Mall-Dach (Glasdach). Der Bereich Core Süd wird an zwei Stellen unterirdisch im Warftgeschoss an die U-Bahnhaltestelle angeschlossen.

Auf der teilerneuerten Kaianlange an der Süd-Ost-Ecke Norder-Elbe/Magdeburger Hafen ist zusätzlich noch das auf Großbohrpfählen tiefgegründete Gebäude C (Büro) mit einem Untergeschoss platziert.



Dr.-Ing. Markus Wetzel

studierte Bauingenieurwesen an der Leibniz Universität Hannover, arbeitete anschließend bei der Wayss & Freytag AG und ist seit 1992 im Ingenieurbüro Wetzel & von Seht (Hamburg) tätig, seit 1994 als Partner; Markus Wetzel ist Prüfengeuer für Bautechnik und war von 2012 bis 2018 Präsident der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI).



Dr.-Ing. Thomas Shadow

studierte Bauingenieurwesen an der TU Hamburg und promovierte an der TU Dresden, wo er als wiss. Mitarbeiter tätig war; seit 2009 war er zunächst Mitarbeiter, dann Prokurist und seit 2018 ist er einer der Geschäftsführer von WTM Engineers (Hamburg); seit 2019 ist Thomas Shadow Prüfengeuer für Bautechnik.



Abb. 1: Darstellung der aufgehenden Gebäude mit ihren jeweiligen Bezeichnungen

Unibail-Rodamco-Westfield

Eine Visualisierung des Quartiers ist in **Abb. 2** dargestellt, und zwar mit Blick von der Elbe aus in Richtung Norden.

1.2 Planungs- und Prüfaufgabe

Die Komplexität der Planungsaufgabe für den Tragwerksplaner war geprägt von vielfältigen Anforderungen an die unterschiedlichen und teilweise direkt miteinander verbundenen Nutzungseinheiten in den Untergeschossen und den aufgehenden Gebäuden. Auch die Anzahl verschiedener Beteiligter in der Entwurfs- und Genehmigungsplanung sowie die Koordination der Ausführungsplanung und der Ausführung stellten eine Herausforderung für die Masterplaner und für die Designkoordinatoren dar.

Bei der Entwicklung des Tragwerksentwurfs für das Quartier war die Vielzahl der Architekten und weiteren Fachplaner ebenfalls herausfor-

dernd, da der Lastabtrag durch alle unterschiedlichen Nutzungseinheiten vom Dach der einzelnen Gebäude bis in die Gründung des Cores koordiniert werden und bei den von Anfang an beschränkten Geschosshöhen nachweisbar funktionieren musste. Auch die Gebrauchstauglichkeit der Untergeschosse für die zum Teil hochwertige Nutzung sowie die verschiedenen Wohnbereiche im Einflussbereich der U-Bahn mussten bei der Tragwerksplanung beachtet werden.

Eine weitere erwähnenswerte Herausforderung der Tragwerkplanung war infolge der Geometrieadjustierungen für die aufgehenden Kinogebäude eine Überarbeitung der Lastermittlungen zu einem Zeitpunkt, zu dem die Sohle und Teile der Vertikalbauteile des Cores Süd bereits im Detail geplant und auch schon betoniert waren. In Teilbereichen des Terminal- und Hotelgebäudes musste die geplante Sohle noch verstärkt werden. Umlagerungen des horizontalen Lastabtrags auf den



Moka-Studio/Unibail-Rodamco-Westfield

Abb. 2: Visualisierung des fertiggestellten Quartiers: Blick von der Elbe Richtung Norden

Rohbau infolge des abschnittsweisen Pfahlbockrückbaus sowie infolge des Ausbaus der Baugrubenrückverankerungen mussten ebenfalls statisch gesondert für bereits betonierte Abschnitte des Cores Süd untersucht werden.

Die bautechnische Prüfung war geprägt von zwei wesentlichen Faktoren: zum einen von der inhaltlichen Komplexität der in viele Untermaßnahmen aufgeteilten Projekte und zum anderen von der organisatorischen Ansprache der Unterlagenflut, die bei der Vielzahl der unterschiedlichen Planenden und Ausführenden überproportional hoch war.

Wenn bei Großbaumaßnahmen viele Beteiligte involviert sind, nimmt der Aufwand für ein zielgerichtetes Abarbeiten bei einer nur teilkooordinierten Datenflut unverhältnismäßig stark zu. Hierbei galt es insbesondere, den Lastabtrag aus den oberirdischen Einzelprojekten gezielt in den unterirdischen fugenlosen Core zu bewerkstelligen. Allein die Ausstrahlung der Vertikallasten in den Core – in der Grundrissprojektion größer als der Footprint des aufgehenden Gebäudes – und die damit verbundenen Berechnungen stellten eine besondere Herausforderung dar. Hierbei musste ebenfalls berücksichtigt werden, dass sich in den unteren Geschossen die Lastausstrahlungsflächen überschneiden. Wenn an diesen Schnittstellen unterschiedliche Planer tätig sind und gleichzeitig auf Grund von Nutzerwünschen die Geometrie der aufgehenden Gebäude mit Einfluss auf die bereits verabschiedete Konstruktion verändert wurde, blieb das nicht ohne Einfluss auf das schon in Bau befindliche Sockelbauwerk (Core). Häufig mussten deshalb Entscheidungen sehr kurzfristig durch die bautechnische Prüfung begleitet werden.

Ebenso darf nicht verkannt werden, dass das Einfädeln auftragnehmerseitiger Belange in Form von Ergänzungsstatiken zu einem Zeitpunkt nach der Beauftragung Einfluss hatte auf bautechnisch geprüfte und bereits freigegebene Unterlagen.

Der Größe der Maßnahme entsprechend, war das Planungsteam mit internationalen Büros besetzt, sodass auch ständig unterschiedliche Planungssozialisationen synchronisiert werden mussten, damit Unterlagen zeitgerecht der Baustelle zur Ausführung vorlagen. Diese Synchronisation beinhaltete auch die sprachliche Aufgabe, denn die Unterlagen waren in Deutsch beziehungsweise in Rücksprache mit der Statischen Prüfstelle in Englisch vorzulegen und rudimentäre Sprachübersetzungsprogramme produzierten nur wenig verständliche technische Erläuterungen.

2 Baugrube

Das Baufeld und die Baugrube des südlichen Überseequartiers werden durch die bereits 2012 in Betrieb genommene U-Bahn-Haltestelle Überseequartier der Linie U4 in zwei Teile aufgeteilt. Eine Übersicht inklusive Schnitt durch das U-Bahn-Bauwerk ist in der **Abb. 3** dargestellt.

Die vorhandene wasserdichte Schlitzwandbaugrube für die Herstellung des U-Bahn-Bauwerks bildet eine Trennung zwischen den beiden Baufeldern Süd und Nord, dementsprechend müssen die vorhandenen Schlitzwände in das Baugrubenkonzept eingebunden werden. Im Zuge der Baugrubenherstellung entstand durch unterschiedliche Aushubtiefen und Grundwasserstände der Baufelder im Norden und Süden eine einseitige Beanspruchung des U-Bahn-Bauwerks.

Die Baugrube für den südlich der U-Bahn liegenden Teil des Cores Süd (Baufeld Süd) wird als wasserdichte Trogbaugrube mit Schlitzwänden hergestellt, die bis in die wasserstauende Glimmertonschichten geführt werden. Die Baugrubensohle liegt etwa 7,60 Meter unter Normalhöhennull und somit etwa 14 Meter tiefer als das umliegende Gelände. Das Grundwasser steht im Baufeld im Mittel einen halben Meter über Normalhöhennull an. Bei einem mittleren Tidenhub der Elbe von 3,77

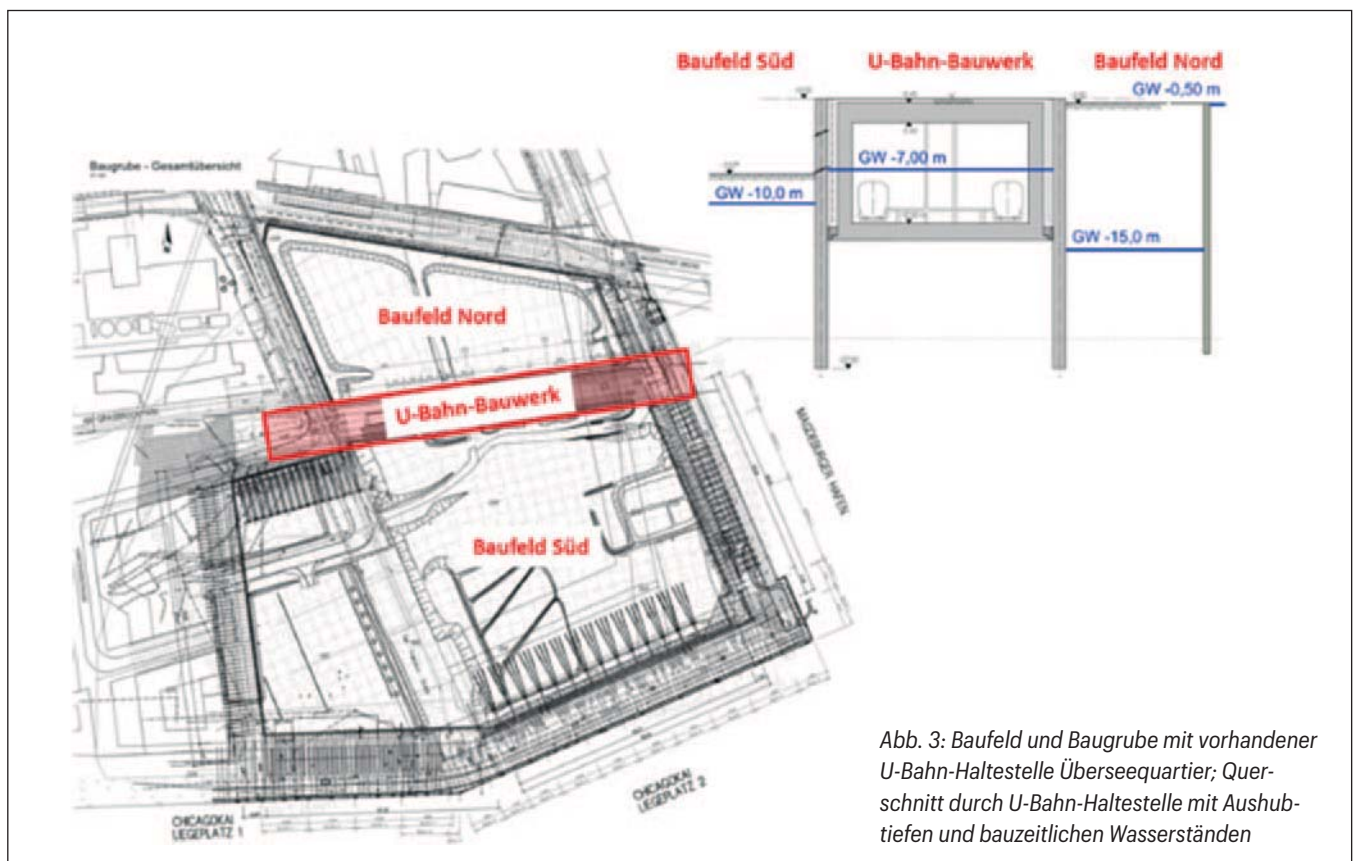


Abb. 3: Baufeld und Baugrube mit vorhandener U-Bahn-Haltestelle Überseequartier; Querschnitt durch U-Bahn-Haltestelle mit Aushubtiefen und bauzeitlichen Wasserständen

Meter liegt das mittlere Hochwasser (MHW) bei 2,13 Meter über Normalhöhennull. Der Hochwasserschutz für die gesamte Baugrube und die Rohbauarbeiten muss bis zu einem Wasserstand von 6,70 Meter über Normalhöhennull gewährleistet sein.

Bei der Baugrubenplanung für den Core Süd musste besonders die Interaktion mit den in Teilen über 100 Jahre alten Kaimauerblöcken des Chicago-Kais im Blick behalten werden, und zwar im Hinblick auf mögliche Konflikte zwischen den dort vorhandenen Pfählen und Rückverankerungen der Ufersicherungen, die entlang der Nordelbe und der Kaimauer zum Magdeburger Hafen zu erwarten sind.

Die Baugrube für den nördlich der U-Bahn liegenden Teil des Cores Nord (Baufeld Nord) hingegen wird durch eine aufgelöste Bohrpfahlwand gebildet, die für ein nicht realisiertes Vorgängerprojekt bereits erstellt worden war. Hier liegt die Baugrubensohle im Mittel etwa einen halben Meter unter Normalhöhennull. Die Baugrube wird durch vorhandene Weichschichten abgedichtet. Die bereits seit Jahren bestehende Entspannungswasserhaltung wird in das Wasserhaltungskonzept der Gesamtmaßnahme integriert.

Die wesentlichen Herausforderungen für die Planung der Baugruben waren im nördlichen Baufeld die Weiterverwendung der Bohrpfahlwände und der Bau einer neuen Rückverankerung sowie die Vermeidung unzulässig großer Verformungen des U-Bahn-Haltestellenbauwerks infolge des Baugrubenaushubs, da diese zu keinen Undichtigkeiten der mit Elastomertfugenbändern abgedichteten Blockfugen des U-Bahntunnels führen durften. Die während der Bauphase lokal aufgetretenen Differenzverformungen zwischen den einzelnen Blöcken des Haltestellenbauwerks mussten durch örtliche Ballastierungen mit Betonfertigteilen begrenzt werden. Zusätzlich wurde lokal sogar eine das Haltestellenbauwerk überspannende Belastungseinrichtung aus Stahl für die temporäre Anordnung von Hydraulikpressen auf der Baustelle vorgehalten.

Die Zugänglichkeit des Rettungsaufzuges sowie des östlichen Aufgangs des U-Bahnhaltestellenbauwerks musste während der gesamten Bauphase für den U-Bahnbetrieb sichergestellt werden. Hierfür wurde anfänglich noch die vorhandene bewehrte Erde auf dem U-Bahnbauwerk genutzt. Später wurde eine Zugangsbrücke für Fußgänger sowie Feuerwehr- und Rettungsfahrzeuge realisiert. Nach dem anschließenden Zugang der Fußgänger über eine Gerüstbrücke wurde die Zuwegung zur U-Bahn danach über die bereits fertiggestellten Untergeschosse des Cores Nord ebenfalls temporär umgesetzt.

Der Entwurf der Baugrube wurde nach der Vergabe an das Spezialtiefbauunternehmen aufgrund weiterer Überlegungen des Bauherrn beziehungsweise des Fortschreitens der Planung des Hochbaus sowie daraus resultierenden Erkenntniszuwächsen noch angepasst. Eine Anpassung der Baugrube infolge neuer Vertiefungen musste wegen geplanter Nutzungsänderungen umgesetzt werden, zum Beispiel neue Schächte und Aufzugskerne, die sogar eine lokale „Deckelbauweise“ erforderlich machten. Herausfordernd war dabei unter anderem, dass geometrische Anpassungen in den Anforderungsprofilen der Baugrube und die daraus resultierenden Änderungen, die minimal gehalten werden sollten, spät kommuniziert wurden.

3 Hochbauten

3.1 Architektur und Nutzungen

Für jedes einzelne aufgehende Gebäude des Überseequartiers wurde ein Hochbauwettbewerb durchgeführt und für das gesamte Quartier

ein neuer Bebauungsplan entwickelt. Zusammengeführt wurden die Entwürfe bis zur Genehmigungsplanung vom Masterplaner HPP Architekten aus Düsseldorf, und anschließend wurde der Core weiter koordiniert von IMB Asymetria aus Krakau. Im Norden des Überseequartiers wurde das Wohngebäude A von dem Architekten Carsten Roth aus Hamburg und das Wohngebäude B von Léonwohlhage Architekten aus Berlin entworfen. Der untere Bereich des Cores Nord (Einkaufen und Parken) wurde von HPP Architekten aus Hamburg entwickelt und koordiniert.

Das von Core Süd losgelöste Bürohochhaus C wurde von dem französischen Architekten Christian de Portzamparc aus Paris entworfen und von Höhler+Partner aus Hamburg ausführungsfähig geplant.

Im Süden des Überseequartiers wurden die zwei gläsernen Bürohochhäuser D1 und D2 von UNStudio aus Amsterdam entworfen. Die Fassaden der im Westen liegenden Hotelgebäude E2 Süd und E2 Nord wurden auch von Christian de Portzamparc entwickelt. Das Wohnhochhaus E3 haben die KBNK Architekten aus Hamburg entworfen. Der Entwurf des vertikal organisierten Kreuzfahrtterminals innerhalb des Cores Süd stammt von Hilmer und Richter Architekten aus Hamburg. Die Objektplanung der Hotels E2 Süd und E2 Nord sowie die Gesamtkoordination des gesamten Cores Süd (Einkaufen und Parken) inklusive der Integration des Kreuzfahrtterminals wurde von HPP Architekten und in Teilen von Werner Sobek und IMB Asymetria übernommen. Das Hotelgebäude F1 und das Kinogebäude F5 wurde von Hild und K Architekten aus Berlin entworfen. Der Entwurf des Hotelgebäudes F4 und des Kinogebäudes F2 stammt hingegen von BLK2 Böge Lindner K2 Architekten aus Hamburg. Die Kinos F2 und F5 wurden anschließend von Chapman Taylor aus Düsseldorf im Inneren weiterentwickelt.

Das östliche Gebäude F3 mit zwei Geschossen für Büros und allen anderen Geschossen für Einzelhandelsnutzung wurde von LRO Lederer Ragnarsdóttir Oei aus Stuttgart entworfen und ist gestalterisch durch die lastabtragenden zweigeschossigen Arkadenbögen sowie die darüber liegende Backsteinfassade geprägt. Das vor Witterung schützende Glasdach im Außenbereich des Cores Süd wurde von Werner Sobek aus Stuttgart entworfen und berechnet.

Die Planung des gesamten Überseequartiers wurde durch viele 3D-Modelle auf Grundlage der Building-Information-Modeling-Methodik durchgeführt. Die Abstimmung zwischen den Architekten und dem Tragwerksplaner erfolgte seit der Vorplanung durch den Austausch von BIM-Modellen. Als Modellierungssoftware wurde Autodesk Revit verwendet. Alle erforderlichen Pläne der Tragwerksplanung, unter anderem Lastpläne, Entwurfspläne, Positionspläne, Pfahlpläne, Schal- und Bewehrungspläne wurden aus dem BIM-Modell abgeleitet. Lastermittlungen und Aussteifungsberechnungen wurden an den aus dem BIM-Modell entwickelten Berechnungsmodellen erarbeitet.

Die Berechnungsmodelle für Decken und Scheiben wurden ebenfalls aus dem BIM-Modell abgeleitet. Im Zuge der Genehmigungsstatik wurde die Schnittstelle zwischen den Softwarepaketen Autodesk Revit und Sofistik eingesetzt. Ein Schnitt durch das gesamte BIM-Modell ist in **Abb. 4** dargestellt.

3.2 Core mit Untergeschossen

Die Flächen der Core Süd-Untergeschosse UG3 und UG2 werden hauptsächlich zum Parken genutzt und durch die Anordnung von unterschiedlichen Technikzentralen bestimmt. Im UG1 – dem sogenannten Warftgeschoss – des Cores Süd wird die Nutzung vorwiegend durch den Einzelhandel, die unterirdische Mall sowie die Anordnung von Logistikflächen, wie Anlieferungsbereiche für den Einzelhandel und ein Busterminal für 15 Reisebusse für das Kreuzfahrtterminal bestimmt.



Abb. 4: Schnitt in Ost-West-Richtung durch den Core Süd und die Gebäude E2S, D1/D2, F3 und C.

Im UG1 und UG2 sind zusätzliche Flächen durch das Kreuzfahrtterminal sowie das dazugehörige Taxiterminal belegt.

Die Untergeschosse UG3, UG2 sowie das Warftgeschoss UG1 vom Core Süd werden in Stahlbeton- und Stahlbetonverbundbauweise errichtet. Die Decken werden als punktgestützte Flachdecken ausgeführt. In Teilbereichen sind aufgrund großer Spannweiten und großer Lasten von oben Unterzugdecken mit großen Stahlverbundträgern notwendig. Die Stützen werden als Stahlbeton-Rechteck- oder Rundstützen ausgeführt. In hochbeanspruchten Teilbereichen kommen Stahlbetonverbundstützen zum Einsatz. Der vertikale Lastabtrag durch die Untergeschosse erfolgt im Wesentlichen durch Stützen und Wände. In der Decke über dem Warftgeschoss werden große Unterzüge zur Abfangung von aufgehenden Gebäudestützen und dem Glasdach im Mallbereich eingesetzt.

Auf den Untergeschossen des Cores Süd werden nahezu alle Gebäude auf einer Stahlbetonplatte mit einer durchschnittlichen Dicke von etwa 1,5 Meter flach gegründet. Lediglich die zwei Gebäude F1 und F2 in unmittelbarer Nähe zum U-Bahn-Bauwerk mussten auf Teil- und Vollverdrängungsbohrpfählen tiefgegründet werden, da in dem Bereich neben der U-Bahn kein tragfähiger Baugrund vorhanden war und der Boden in dem Bereich auch nicht bis in die erforderliche Tiefe ausgetauscht werden konnte.

Die Außenwände und die Sohle der Untergeschosse wurden als Weiße-Wanne-Konstruktion ausgeführt, da im unteren Bereich die Untergeschosse planmäßig und bei Hochwasser kurzzeitig mindestens bis zu einer Höhe von 8,3 Meter über Normalhöhennull ins Wasser eintauchen. Der gesamte Core Süd wurde aufgrund der zu berücksichtigenden Hochwasserstände für unterschiedliche Bauzustände sowie in den nicht überbauten Teilbereichen auch für den Endzustand durch in der Sohle verankerte Mikropfähle gegen Auftrieb gesichert.

3.3 Aufgehende Gebäude

Die oberirdischen Gebäude im Core Süd wurden fast alle jeweils als fugenloser Stahlbetonskelettbau mit Flachdecken auf punktförmig gelagerten Stahlbeton- und Stahlbetonverbundstützen geplant. Die Treppenhaus- und Aufzugkerne werden als tragende Stahlbetonwände ausgebildet und dienen neben der Deckenauflagerung auch der Gebäudesaustragung. Der vertikale Lastabtrag erfolgt durch Stützen und Wände. In den Gebäuden D1 und D2 werden vom zweiten bis zum fünften Obergeschoss die meisten der Randstützen von innen nach außen durch eine Schrägstellung versetzt. Die dadurch entstehenden horizontalen Kräfte werden durch die fugenlosen Deckenscheiben zu den Aussteifungskernen abgetragen. Die Hotelgebäude (E2S, E2N, F1 und

F4) wurden im oberen Bereich in Schottbauweise mit jeder zweiten Wand aus Stahlbeton entworfen.

In der Regel werden bei den aufgehenden Gebäuden im Bereich Core Süd die Vertikallasten in der Decke über dem ersten Obergeschoss neu auf das Achsraster von 8,1 mal 8,1 Meter für die Retail- und Parknutzung verteilt.

Das Westfield Hamburg-Überseequartier ist nicht nur ein außergewöhnlich großes Projekt der Quartiersentwicklung mit vielen anspruchsvollen Herausforderungen für die Tragwerksplanung, sondern vor allem eine überdurchschnittlich schwierige Koordinationsaufgabe aller Beteiligten in Konzeption, Planung, Prüfung und am Bau.

Während WTM Engineers für die Planung fast aller Gebäude bis einschließlich Leistungsphase 4 und für Einzelbereiche auch mit der Leistungsphase 5 der Hochbauten inklusive der gemeinsamen Untergeschosse sowie der Baugrube beauftragt war und die Zusammenarbeit ohne Aufgabe der jeweils zugewiesenen Verantwortungsbereiche partnerschaftlich verlief, wurden im weiteren Planungsverlauf außergewöhnlich viele weitere bisher unbekannte Planer – auch aus dem Ausland – beteiligt.

14 Gebäude mit fünf bis 15 oberirdischen Geschossen auf einem gemeinsamen unterirdischen Sockelbauwerk mit drei Geschossen erzeugen allein schon aus konstruktiver Sicht massenhafte Schnittstellen, deren Bewältigung anspruchsvoll ist und ein besonders hohes Maß an koordinativem Feingefühl und technischem Know-how erfordern. Die Koordinationsaufgabe obliegt originär dem Bauherrn, der dafür bei Bedarf geeignete Projektsteuerer einsetzen kann. Die Komplexität dieses Projektes stellte jedoch für alle eingesetzten Personen eine große Herausforderung dar. Im gesamten Planungsprozess gab es zudem keine andere Stelle als bei den Prüfengeuren, an der sämtliche Unterlagen der architektonischen Entwürfe, der tragwerksplanerischen Genehmigungsplanung und der Ausführungsplanung für die jeweiligen Bauteile und Baukörper vorlagen. Die inhaltliche Koordination dieser Unterlagen ist allerdings nicht Aufgabe der bautechnischen Prüfung. Dieser Sachverhalt muss verstanden sowie verinnerlicht werden und bedurfte regelmäßiger Erläuterungen.

Da das Prüfengeurwesen mit präventiver Prüfung bekanntlich nur in wenigen Ländern existiert oder praktiziert wird, ist vielen auswärtigen Planern nicht bewusst, welche formalen Anforderungen an die einzureichenden Unterlagen, auch in terminlicher Hinsicht, bestehen, so wie zum Beispiel Unterlagen teilweise eine mangelnde Lesbarkeit aufgrund von Sprachbarrieren auf.



Abb. 5: Wiederaufgebaute Stütze auf Grund geänderten Lastabtrags

Teile der planenden und ausführenden Unternehmen mussten ein Gespür dafür entwickeln, wie Bauvorlagen formal und lesbar strukturiert werden müssen, damit sie nachvollziehbar und prüfbar sind. Einen *Design Freeze* gab es nur bedingt, oder er wurde von den Beteiligten nicht ausreichend verstanden, die für den Core bautechnisch geprüfte Lastvermittlung blieb größtenteils unberücksichtigt oder war einzelnen Planern in der Fortschreibung der Planung unbekannt. Ein zeitlicher Vorlauf von Planung und Prüfung gegenüber dem Bauablauf schmolz zusammen und existierte nur bedingt.

Eine nur bedingt koordinierte Planung hat zur Folge, dass umfangreiche Massen an Papier und noch mehr Papier produziert wurden und viele Unterlagen unverhältnismäßig oft erneut vorgelegt werden mussten, um den notwendigen formalen und technischen Anforderungen zu genügen. Ebenfalls gab es regelmäßig Situationen, dass der bestehende Lastabtrag angepasst beziehungsweise neu bewertet werden musste. Da die erforderliche Konstruktion jedoch schon in Teilen gebaut worden war, musste diese nachträglich angepasst werden. So mussten zum Beispiel Stützen im dritten Untergeschoss abgebaut werden, obwohl die zugehörige Decke schon betoniert wurde und in Bezug auf die Standsicherheit zusätzlich Bewehrung erforderlich war. **Abb. 5** zeigt die Situation mit der neu bewehrten Stütze.

3.4 Tragwerksplanung und bautechnische Prüfung von Gebäude E

Die Gebäude E2 Nord und E2 Süd, welche ein Kreuzfahrtterminal und zwei Hotels umfassen, besitzen ein sehr komplexes Tragwerk. Es gibt keinen grundfesten Lastabtrag, da jedes Geschoss seine eigene Geometrie und eine unterschiedliche Nutzung aufweist. Die Abfangung von nicht bis zur Sohle verlaufenden Fahrstuhlschächten und Treppenhauskernen erfolgt durch den Einsatz von Unterzügen oder wandartigen Trägern.

Das Hotelgebäude E2 Süd wurde in großen Teilen in massiver Stahlbetonbauweise errichtet. In Sonderbereichen mit sehr hoher Belastung, großen Auskragungen und/oder großen Spannweiten sowie in Bereichen mit starken Höhenbeschränkungen wurden Teile des Tragwerks zur Reduktion der sich daraus ergebenden Bauteilabmessungen und des Eigengewichts in Verbund- und Stahlbauweise ausgebildet. Hier ist besonders das südlich an der Elbe gelegene Brückenbauwerk über dem zur Elbe gerichteten dreigeschossigen Luftraum (**Abb. 6**)



Abb. 6: Ausgeführtes Stahlverbundbau-Brückentragwerk mit dreigeschossigem Luftraum

zu nennen. Unter dem Brückenbauwerk im zweiten Obergeschoss mit Zwischengeschoss befindet sich der sogenannte Restaurantflügel, aufgrund der geometrischen Gegebenheiten und Vorgaben der einzuhaltenen lichten Höhen kommen ebenfalls Stahlkonstruktionen zum Einsatz. Zwecks Vermeidung von Unterzügen und zusätzlichen Stützungen im darunter liegenden Kreuzfahrtterminalbereich sowie zum Lastabtrag des sich im Nordflügel des Hotels befindlichen Pools werden ebenfalls zwei zweigeschossige Fachwerkträger aus Stahl in das Gebäude E2 Süd integriert, welche die Lasten aus dem Hotel und dem Pool über große Spannweiten in die darunter befindlichen, geeigneten Verbundstützen im Kreuzfahrtterminal einleiten.

In den anderen Bereichen des Gebäudes E2 Süd, die sich nicht über dem Kreuzfahrtterminal befinden, werden die Lasten aus dem Hotel an geeigneter Stelle durch die Anordnung von Balken oder durch die Ausbildung wandartiger Träger wieder auf das einheitliche Stützenraster des Cores Süd von 8,1 mal 8,1 Meter verteilt.

Auch das Hotelgebäude E2 Nord wird in massiver Bauweise errichtet. Die Geschossdecken werden als zweiachsig gespannte unterzugsfreie Stahlbetonflachdecken ausgeführt. Die Hotelgeschosse des aufgehenden Hotels E2 Nord werden unter dem dritten Obergeschoss in der hier vorgesehenen Abfangebene durch wandartige Träger und Unterzüge abgefangen. Die Lasten dieser Geschosse werden so auf das durchgängige Stützenraster mit Spannweite von bis zu 16,2 Metern im Einzelhandelsbereich sowie in den darunter liegenden Geschossen verteilt.

Das Wohngebäude E3 wurde ebenfalls in Massivbauweise mit zweiachsig gespannten unterzugsfreien Stahlbetondecken mit einer Dicke von 28 Zentimetern ausgeführt. Bei einigen Stützen sind auf Grund hoher Lasten Sondereinbauteile in den Decken erforderlich. Die Treppenhaus- und Aufzugkerne werden tragend ausgebildet und dienen der Aussteifung des Hochhauses. Im Zwischengeschoss über dem zweiten Obergeschoss wurden einige innenliegende Stützen oder außerhalb des Grundstücks liegende Stützen abgefangen, um größere Freiflächen in den darunter liegenden Einzelhandelsbereichen zu ermöglichen.

Wie oben beschrieben weisen die Gebäude E2 Nord und E2 Süd ein sehr komplexes Tragwerk auf. Es gibt keinen grundfesten Lastabtrag,

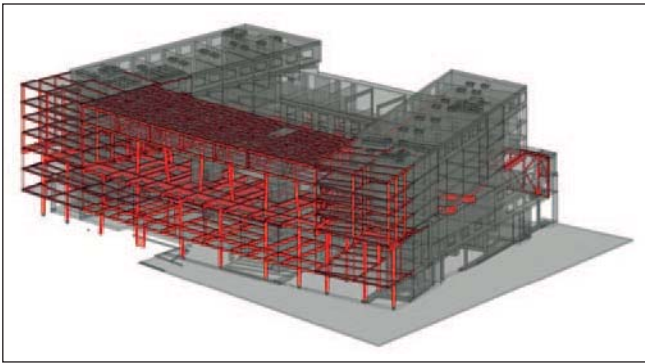


Abb. 7: Stahl- / Verbundbautragwerk im Gebäude E2-Süd

da jedes Geschoss seine eigene Geometrie aufweist. Weiter gibt es mehrfache Abfangungen, die bis in den Core und auf die Sohle geplant sein mussten und einen überproportional hohen Materialverbrauch und damit verbunden große Konstruktionshöhen aufweisen. Dadurch besteht die Anforderlichkeit des Verbundbaus, der allerdings einen höheren zeitlichen Planungsaufwand und präzise Fertigungsgenauigkeit sowie längere Vorlaufzeiten erfordert. Die terminlichen Abhängigkeiten in der Planungsvielfalt blieben nicht ohne Einfluss auf die Koordination auf den Verbundbau. Es gab also unterschiedliche Planungsrunden: Zunächst die normale Planung, im Nachgang dazu die TGA-Öffnungen und der Verbundbau und zum Abschluss dann wurde alles auf Halbfertigteile umgestellt, ohne dabei zu begreifen, dass im Zuge der vorgesehenen Umstellung die statischen Systeme gegebenenfalls nennenswert verändert wurden. Um die Komplexität des Tragwerks einmal zu zeigen, ist in **Abb. 7** das Stahltragwerk in Rot dargestellt.

3.5 Tragwerksplanung und bautechnische Prüfung von Gebäude F3

Im Gebäude F3 ist in den oberen zwei Geschossen eine Büronutzung und im Unter-, Erd- sowie in den ersten zwei Obergeschossen eine Einzelhandelsnutzung geplant. Auf der Dachfläche sind große Technikinstallationen für einen großen Teil der gesamten Einzelhandelsflächen vorgesehen. Das Gebäude wurde ebenfalls in Massivbauweise mit punktförmig gestützten Flachdecken errichtet. Entlang der Außenfassaden sind die Decken linienförmig an der Lochfassade aufgelagert. Die Treppenhaus- und Aufzugkerne wurden tragend ausgebildet und dienen der Aussteifung, obwohl nicht alle Kernwände grundfest sind.

Das Gebäude F3 weist außen in der Fassade lastabtragende Bögen als Verbundbauteile in den unteren Geschossen der aufgehenden Bebauung auf. Für eine homogenisierte Lasteinleitung aus den Obergeschossen in die Scheitelpunkte der Bögen sind wandartige Träger über den Bögen erforderlich – realisiert wurde dies in Form einer eingeschossigen Scheibenebene (nach statischen Erfordernissen perforiert), um den schon gebauten Lastabtrag ab dem Erdgeschoss abwärts in den Core zu gewährleisten. In der darunterliegenden Decke über dem Warftgeschoss werden im Bereich der LKW-Anlieferung große Unterzüge zur Abfangung der darüberstehenden Fassaden- und Innenstützen angeordnet.

Im Norden kragt das Gebäude F3 über den vorhandenen U-Bahn-Tunnel aus und wird über Konsolen an der Kelleraußenwand des Cores Süd und dem Einfahrtbauwerk abgefangen, da auf Teilbereiche des U-Bahn-Tunnels nur sehr geringe Lasten zusätzlich aufgebracht werden dürfen. Speziell das schlaff bewehrte auskragende Einfahrtbauwerk, das die Lasten über die gesamte Decke über das erste Untergeschoss zurückhängt, war spätestens eine Herausforderung, als sich neue Mieter zusätzliche Öffnungen in den Decken wünschten. Um die spät formulierten Wünsche realisieren zu können, wurde beispielsweise die Betonage

eines Balkens abgebrochen und die Schalung erneut geöffnet oder neue Öffnungen in zur Betonage anstehenden Deckenbereichen eingefügt.

3.6 Tragwerksplanung und bautechnische Prüfung von Gebäude C

Die Grundrissabmessungen des Bürogebäudes C betragen etwa 80 bis 85 mal 24 bis 25 Meter, wobei jede Geschossdecke in der Abmessung aufgrund der geneigten Fassade unterschiedlich ist. Das Gebäude C hat 17 oberirdische Geschosse und ist insgesamt etwa 75 Meter hoch. Im Erdgeschoss sind eine Lobby und ein Restaurant untergebracht. Das Gebäude wird als fugenloser Stahlbetonskelettbau errichtet. Die Geschossdecken werden als punktgestützte Flachdecken, die Stützen werden als Stahlbeton-Rundstützen oder als geneigte Stahlverbundstützen ausgeführt. Die Treppenhaus- und Aufzugkerne werden tragend in Stahlbeton ausgebildet und dienen der Aussteifung des Gebäudes.

Aufgrund der schlechten Baugrundverhältnisse direkt neben der Kaianlage am Magdeburger Hafen ist für Gebäude C eine 1,5 Meter bis zwei Meter dicke Bodenplatte aus Stahlbeton sowie eine Tiefgründung auf über 150 Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,2 Metern erforderlich.

Im Bereich des Gebäudes C, Ecke Magdeburger Hafen zum Chicagokai (ehemals Strandkai), befanden sich noch sehr viele Rückverankerungselemente der bis zu viermal überbauten Bestandskaimauerblöcke 1 bis 3 im Bereich der geplanten Tiefgründung des Gebäudes C auf dem Grundstück. Der Kaimauerblock 1 wurde als Teilersatzneubau erstellt. Nur die wasserseitige kombinierte Spundwand blieb erhalten und wurde durch neue, sehr steil geneigte Schrägpfähle rückverankert. Landseitig hinter der alten Kaimauerkonstruktion wurde zusätzlich eine überschnittene Bohrpfehlwand eingebaut, die der Sicherung des Geländesprungs zur Elbe dient.

Für die Kaimauerblöcke 2 und 3 wurden die vorhandenen, nachträglich ergänzten Rückverankerungen durch neue deutlich steilere Rückverankerungselemente ersetzt, um auch hier das Baufeld von Gebäude C für die Tiefgründung vorzubereiten.

Ergänzend zum Teilersatzneubau des Chicagokais wurde noch die Baugrube für das Untergeschoss des Gebäudes C parallel zum Magdeburger Hafen im direkten Einflussbereich der Tiedeelebe geplant und umgesetzt.

Das gesamte Regenwasser des südlichen Überseequartiers wird in den Untergeschossen des Cores Süd zusammengeführt und soll an zwei Punkten in die Norderelebe eingeleitet werden. Hierfür wurden zwei Regenwassereinleitbauwerke mit mehreren Schächten und einem Absturz im Bereich der vorhandenen Wellenkammer durch die Blöcke 3 und 11 des Chicagokais geplant.

Beim Gebäude C lagen die Leistungsphasen 4 und 5 in der Hand eines Tragwerksplaners, sodass die Schnittstelle zur bautechnischen Prüfung – insbesondere die zwischen den Leistungsphasen 4 und 5 – beherrschbar behandelt werden konnte. Zu betonen ist, dass die Tiefgründung auf die seitens der öffentlichen Hand neu errichteten Kaimauer inklusive deren Verankerung abgestimmt sein musste. Dabei mussten wegen der neu eingebauten Ufersicherungsmaßnahme Installationskorridore, präzises Arbeiten und begrenzte Konstruktionshöhen von Pfahlkopfbalken und Sohle beachtet werden.

3.7 Glasdach

Die Gebäude F1 bis F5 sowie D1 und D2 befinden sich im südlichen

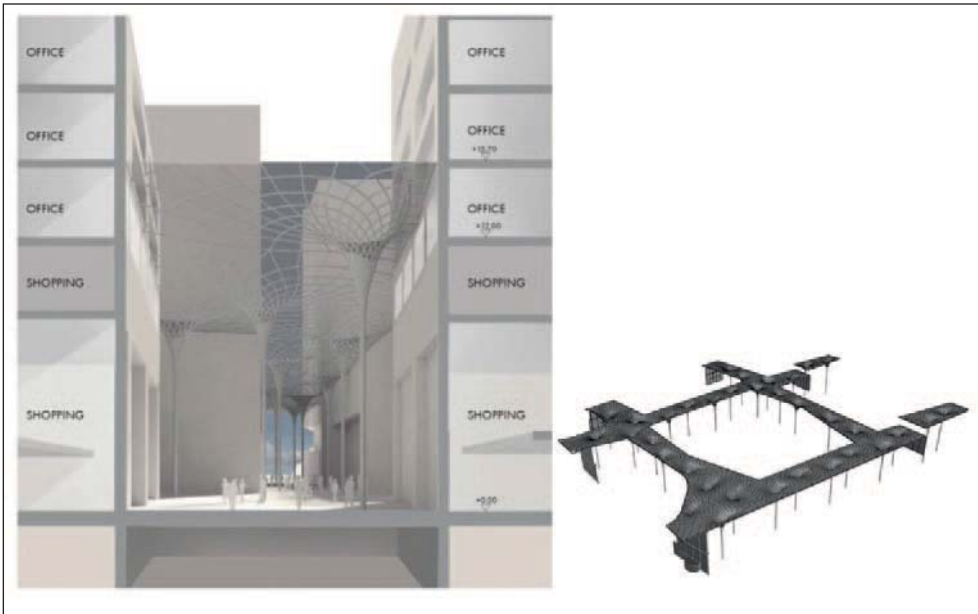


Abb. 8: Visualisierung des Glasdachs

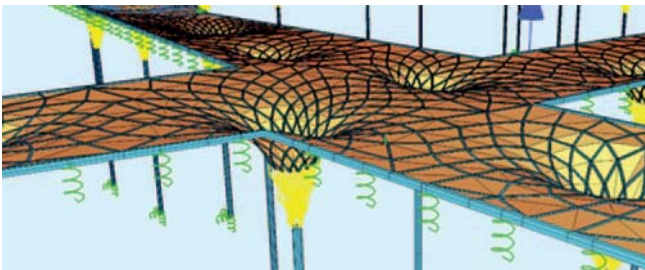


Abb. 9: Abbildung des statischen Systems aus der Sofistik Berechnungsdatei

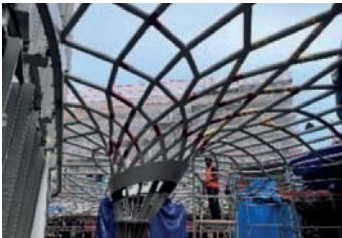
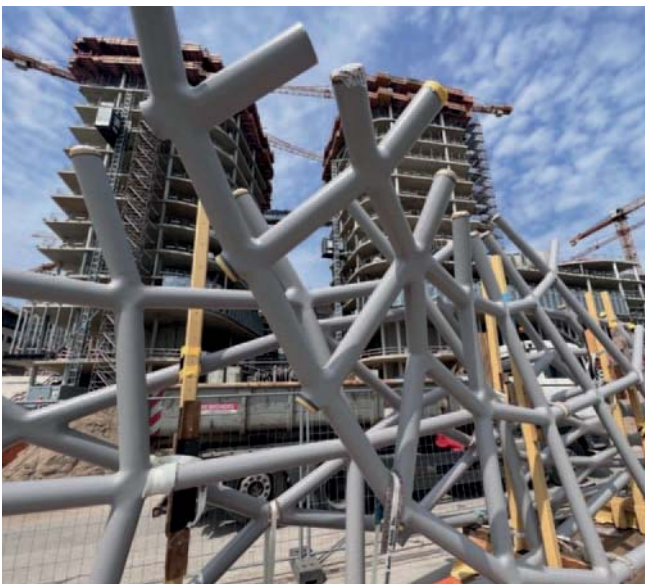


Abb. 10: Glasdachsegmente und Einbau



Überseequartier und werden durch ein Glasdach miteinander verbunden, sodass die Straßen- beziehungsweise Fußgängerräume überdacht werden. Architektonisch sollen die Kelchstützen einen Wasserstrudel symbolisieren und sind in **Abb. 8** dargestellt.

Der Lastabtrag des Wetterschutzdaches erfolgt über Stahlstützen, die auf Unterzügen stehen. Ab Oberkante Gelände beziehungsweise Decke über Untergeschoss erstreckt sich das Hauptdach über eine Höhe von 15,7 Metern und die nördlichen Dächer besitzen eine Höhe von 18,5 Metern. Dies bedeutet, dass das Glasdach in unterschiedlichen Höhen und gegebenenfalls Geschossen eingebaut wird. Die Stützen stehen in einem Abstand von circa drei Metern von den aufgehenden Gebäuden entfernt. Sie haben untereinander einen Abstand von ungefähr zwölf Metern. Die Spannweiten zwischen den Gebäuden betragen bis zu circa 16 Meter.

Die Zugänge sind teilweise vertikal geschlossen. Es gibt sowohl permanent als auch temporär, vertikal abgeschlossene Bereiche bei diesen Zugängen. Eine Entwässerung des Glasdachs ist durch Stützen in den Kelchen möglich. Weiter sind die Kelche beheizt, sodass Schnee- oder Eismassen geschmolzen werden und dann durch die Entwässerung vom Glasdach abgeführt werden können. Es wurde eine grundsätzliche Wartungslast von $1,5 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt.

Die Planung und Genehmigungsstatik wurde durch Werner Sobek Ingenieure erbracht, eine ergänzende Statik mit dazugehöriger Ausführungsplanung durch die Firma Roschmann nach Vergabe. Die statische Berechnung wurde mit Hilfe eines komplexen Stabsystems nachgewiesen. Eine Abbildung mit dem statischen System aus der Sofistik-Berechnungsdatei ist in **Abb. 9** dargestellt.

Die erforderlichen Gelenke in der statischen Berechnung wurden quasi durch die Fertigungsmachbarkeit vorgeben, da die Netzstrukturen in Teilen im Werk gefertigt wurden und auf der Baustelle zusammengesetzt werden. Diese mussten wiederum auf der Baustelle nahezu toleranzfrei ineinander passen und auf die Rohbautoleranzen reagieren, was nur durch ergänzende Zwischenkonstruktionen oder mit Hilfe von Induktionsrichtern gelöst werden konnte. Es musste verstanden werden, dass aufgrund der vielen unterschiedlichen Auflagerpunkte ein geometrisch höchst anspruchsvoller Abgleich stattzufinden hatte (**Abb. 10**).

Über konstruktive Fehler spricht man nicht – oder doch?

Forensic Engineering: eine (noch) verkannte Disziplin

Die Ursachenanalyse im Konstruktiven Ingenieurbau erfordert ein Team unabhängiger neutraler Spezialisten und erweitert das Vier-Augen-Prinzip bautechnischer Prüfung

Immer wenn die Ursachen eines Schadens an oder des Versagens von Baukonstruktionen in der Öffentlichkeit diskutiert werden, wird nach *dem* Schuldigen gesucht. Doch den gibt es meistens nicht, denn für solche Schäden ist in der Regel eine Kausalkette von Auslösern verantwortlich. Um sie einzeln dingfest machen zu können, bedarf es der Fähigkeiten einer Reihe von Experten, professionellen detektivischen Spürsinns, genügend Zeit, finanzieller Ressourcen, Geduld und auch eines Quäntchens Glück. Ursachenforschung im Konstruktiven Ingenieurbau ist schließlich eine sehr komplexe Aufgabe, die weit über das Anforderungsprofil der Tragwerksplanung hinausgeht. Dafür hat sich der Begriff *Forensic Engineering* etabliert, dessen Inhalte und Aufgaben hier mit vielen einleuchtenden Beispielen erläutert werden.

1 Einführung

Die Geschichte der Ingenieurwissenschaften kann nicht geschrieben werden, ohne über die Fehler und Fehlschläge zu sprechen, die mit der permanenten technischen Weiterentwicklung und dem damit zwangsläufig einhergehenden Verschieben der Grenzen des bekannten, theoretisch und praktisch abgesicherten Erfahrungshorizonts verbunden sind. In den meisten Ingenieurdisziplinen ist es möglich – und damit Stand der Technik –, das Risiko von Schäden, seien es Petitessen oder Katastrophen, durch eine ausgiebige Entwicklungs- und Testphase, auch am fertigen Produkt, zu minimieren, mithin die für eine sichere Benutzung des Produkts notwendigen Erkenntnisse und Erfahrungen direkt in seine Entwicklung einfließen zu lassen.

In diesen Disziplinen können durch die handelnden Menschen begangene Fehler und Fehleinschätzungen vorweggenommen und rechtzeitig korrigiert werden. Dennoch sind auch dort Unfälle und zum Teil schwerwiegende Katastrophen nicht immer vermeidbar, es sei nur an schwerwiegende Software-Probleme der Boeing 737 MAX 8 erinnert [1], [2], das letztlich mehr als 300 Menschen das Leben gekostet hat.

Aufgrund des prototypischen Charakters von Bauwerken, der schieren Größe dieser Konstruktionen und aufgrund der damit verbundenen wirtschaftlichen Randbedingungen stehen dem Bauingenieurwesen solche Entwicklungs- und Testmöglichkeiten bei der Planung und Realisation von Bauwerken nicht zur Verfügung.

Da in der Planung und bei der Ausführung von Bauwerken begangene Fehler und Fehleinschätzungen, wie bei allen Prototypen, nur schwer oder überhaupt nicht korrigierbar sind, müssen alternative Strategien zu ihrer Identifikation und zu ihrer Vermeidung entwickelt werden.



Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle

ist Prüfenieur für Baustatik, Beratender Ingenieur VBI, öbv Sachverständiger für konstruktiven Ingenieurbau und Baudynamik, Mitglied zahlreicher nationaler und internationaler Normungs- und Sachverständigenausschüsse für temporäre Bauhilfsmittel und Chairman im CEN/TC53 Temporary Works Equipment.

Neben den bekannten Handwerkszeugen – beispielsweise Materialuntersuchungen und Bauteiltests, üblicherweise in einem noch handhabbaren Maßstab – und den strukturellen Analysen, die auf die Ergebnisse dieser Untersuchungen zurückgreifen, ist es – in Verbindung mit einem darauf abgestimmten Sicherheitskonzept [3] und der technisch und wirtschaftlich unabhängigen, bautechnischen Prüfung [4] – für die Vermeidung von Fehlern essenziell, unumwunden über dieses Problem zu sprechen. Nur so kann sichergestellt werden, dass der für die zielgerichtete Weiterentwicklung von Bauarten und Bauweisen notwendige Erfahrungstransfer innerhalb der Ingeniurgemeinschaft stattfindet. Selbstverständlich ist dieser Erfahrungstransfer auch für die einleitend genannten Ingenieurdisziplinen, die in der Regel einen zeitlich ausreichenden Rahmen für Entwicklungs- und Testmethoden zur Verfügung haben, entscheidend und für die Fortschreibung und Verbesserung der Qualitätsmanagementstrategien, die diesen Disziplinen eigen sind, unabdingbar – im Bauwesen hat dieser Erfahrungstransfer aber, aufgrund der besonderen Randbedingungen technischer und sozialer Art, eine in der Tat elementare Bedeutung.

Da der Umgang mit Fehlern und Fehleinschätzungen, zumindest für die direkt davon betroffenen Parteien, heikel und kompliziert, juristisch problematisch und teilweise stark emotionsbeladen ist, sind für eine erfolgreiche Kommunikationsstrategie und für eine gelungene Implementierung erfahrungsbasierter Qualitätsmanagementsysteme anonymisierte Diskussionsforen erforderlich. Ein solches, auf die Belange von Tragwerksplanern und Prüfenieuren für Bautechnik zugeschnittenes Forum ist in London schon 2005 von der vor mehr als einhundert Jahren gegründeten *Institution of Structural Engineers* (IStructE) ins Leben gerufen worden [5]. Und aufbauend auf dem Anfang der 1960er Jahre für die Luftfahrt von der NASA eingeführten *Aviation Safety Reporting Systems* –, das der damalige Vorstandsvorsitzende der United Airlines, William A. Patterson, wie folgt beschrieb: „You take your statistics and your records and your exposures and you act before the happening“ –, wurde als anonymisiertes Meldesystem für Probleme, Fehler und Beinaheunfälle (*Near Misses*) in Großbritannien CROSS gegründet, das *Confidential Reporting on Structural Safety*. CROSS konzentrierte sich zunächst auf Themen der Tragwerksplanung (*Structural Safety*), hat sich aber angesichts des an der außerordentlich positiven Resonanz in der Ingenieuröffentlichkeit zu messenden Erfolgs seit circa vier Jahren auch den Fragestellungen des baulichen Brandschutzes geöffnet. Dementsprechend wurde, um diesem erweiterten Anspruch gerecht zu werden, die Bezeichnung von CROSS in *Collaborative Reporting for Safer Structures* geändert.

Ausschlaggebend für den Erfolg von CROSS sind vor allem:

- Die unabhängige, durch mindestens zwei Experten vorgenommene Prüfung des gemeldeten Sachverhalts;
- die ergänzende, tiefergehende forensische Analyse des gemeldeten Sachverhalts und der Schlussfolgerungen;
- die Freigabe des problemspezifischen CROSS-Reports durch ein mehrköpfiges Expertengremium;
- die garantierte absolute Anonymität der Betroffenen und des gemeldeten Vorfalls;
- die Veröffentlichung der CROSS-Reports auf einer eigenen Homepage (www.cross-safety.org) und die umgehende Benachrichtigung registrierter Nutzer über neue Reports und Meldungen.

Diese Bedingungen bilden die Basis dafür, dass über Fehler gesprochen wird und dass damit der notwendige Erfahrungsaustausch und die Weitergabe von kritischen Informationen in der Ingenieuröffentlichkeit sichergestellt sind.

2 „Es ist ja gerade nochmal gutgegangen“

Eine weitverbreitete Unart, nicht über menschliche Fehler und Fehleinschätzungen sprechen zu müssen, ist die Beschwichtigung: „Es ist ja gerade nochmal gutgegangen“. So verständlich dies in jedem Einzelfall sein mag, ein derartiger Umgang mit Fehlern und Fehleinschätzungen wird der vielseitigen Verantwortung nicht gerecht, die die im konstruktiven Ingenieurbau tätigen Bauingenieure der Gesellschaft gegenüber tragen.

Denn es sind die im konstruktiven Ingenieurbau tätigen Bauingenieure, die der Gesellschaft die Sicherheit geben, dass die gebaute Umwelt, das heißt, Hochbauten, Versammlungsstätten, Brücken, Tunneln und vieles mehr, uneingeschränkt und ohne Sorge um die eigene Unversehrtheit benutzt werden kann.

Die tägliche Praxis zeigt deutlich, dass die Mehrzahl der entdeckten Fehler und Fehleinschätzungen einerseits auf immer die gleichen strukturellen und organisatorischen Probleme zurückzuführen sind und dass sie andererseits, sollte es sich um ein Problem handeln, das „gerade nochmal gutgegangen“ ist, aus genau diesen Gründen nicht thematisiert werden. Damit wird aber der Boden für sich immer wiederholende gleiche Fehler in der eigenen Organisation oder anderswo bereitet.

Da Fehler und Fehleinschätzungen dieser Kategorie anzahlmäßig und wahrscheinlich auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten die spektakulären Unfälle, wie Einstürze, weit übertreffen, ist es für eine Verbesserung der Planungs- und Ausführungsqualität von Bauwerken entscheidend, dass die Fälle, die gerade nochmal gutgegangen sind, nicht ad acta gelegt werden, sondern dass sie aktiv und offensiv diskutiert werden. Dabei sind sämtliche Aspekte zu würdigen, die zu der jeweiligen problembehafteten Situation beigetragen haben. Die Ursachenforschung hat daher den gesamten Vorgang zu analysieren und zu bewerten, und sie darf sich nicht auf das anfänglich Offenkundige beschränken.

Vor diesem Hintergrund hat sich im angelsächsischen Sprachraum für die ganzheitliche Aufarbeitung und Analyse von einfachen Schadensfällen bis zu katastrophalen Unglücken der Begriff *Forensic Engineering* etabliert, im Sinne von: „*The investigation of failures – ranging from serviceability to catastrophic – which may lead to legal activity both civil and criminal.*“ Bei dieser Definition ist vor allem das Wort *may* zu beachten, durch das ausgedrückt wird, dass Forensic Engineering nicht zwangsläufig nur und ausschließlich im juristischen Kontext zu verstehen ist.

3 Das denkbar Schlimmste ist eingetreten

Große Aufmerksamkeit, sowohl medial als auch in der Ingenieuröffentlichkeit, erregen spektakuläre Unfälle und Katastrophen, wie der Einsturz des Dachs der Eishalle in Bad Reichenhall [6] am 2. Januar 2006 (Abb. 1), der Einsturz der Fußgängerbrücke der Florida International University in Miami [7] am 15. März 2016 (Abb. 2), der Einsturz des Traggerüsts für den Ersatzneubau der Talbrücke Schraudenbach nahe Schweinfurt [8] am 15. Juni 2016 (Abb. 3), der Brand des Grenfell Towers in London [9] am 14. Juni 2017 (Abb. 4) oder der Einsturz des Champlain Towers South in Surfside in Florida [10] am 24. Juni 2021 (Abb. 5).

Nachdem sich nach solchen Ereignissen der sprichwörtliche erste Staub gelegt hat, tritt die Frage nach dem Warum in den Mittelpunkt des Interesses. Zum einen, um die Ursachen benennen zu können, aus denen die notwendigen Konsequenzen für die gebaute und für die noch zu bauende Umwelt abgeleitet werden können, und zum anderen, um auch der unausweichlichen juristischen Aufarbeitung eine transparente und belastbare Basis zu liefern.



Traunsteiner Tagblatt

Abb. 1: Einsturz des Dachs der Eishalle in Bad Reichenhall am 2. Januar 2006



Pedro Portal/Miami Herald

Abb. 2: Einsturz der Fußgängerbrücke der Florida International University in Miami am 15. März 2016



Hejo Dietz/dpa

Abb. 3: Einsturz des Traggerüsts für den Ersatzneubau der Talbrücke Schraudenbach am 15. Juni 2016

Eine ganzheitliche Unfallursachenforschung im Sinne des oben Erläuterten beziehungsweise eine forensische Analyse sind folglich bedeutend mehr als das bloße Aufzeigen möglicher Fehlerursachen, wie es in solchen Sachverständigengutachten üblich ist, die auf die Identifikation der primären Ursache fokussiert sind. Insbesondere die zweifelsfreie Diagnose der Fehlerursachen und die daraus für die Fortschreibung der Rahmenbedingungen des Bauens und Instandhaltens von Bauwerken abzuleitenden Schlussfolgerungen erfordern Transparenz, technische Stringenz und eine klare Kommunikation mit den betroffenen gesellschaftlichen Gruppen. Das aber wird den einzelnen Sachverständigen in der Regel überfordern.

Beschränkt man die Analyse dieses Anforderungsprofils auf den rein technischen Inhalt, wird sehr schnell klar, dass auch dieser Teilaspekt der Aufgabe die Kooperation verschiedenster Experten verlangt. So ar-

beitet beispielsweise bei der Ursachenforschung für den Einsturz des Champlain Towers South in den USA ein Team von mehr als 15 Ingenieuren aus den Bereichen Tragwerksplanung, Werkstoffwissenschaften, Materialprüfung, Bauaufsicht et cetera unter Führung des *National Instituts of Standards and Technology* (NIST) in Gaithersburg (Maryland) zusammen [11]. Nur auf einer so breiten Basis ist es möglich, die notwendigen Ergebnisse und vor allem die daraus abzuleitenden Empfehlungen für das Vermeiden vergleichbarer Unglücke zu generieren und sie ausreichend abgesichert in die Gesellschaft hinein zu kommunizieren. Dass dies in derartigen Gremien nicht immer einstimmig und konsensual geschieht, zeigt beispielsweise der Untersuchungsbericht zum Challenger-Absturz im Jahr 1986. Ein Mitglied der Kommission, der Physiker Richard Feynman, war mit den Ergebnissen nicht einverstanden und bestand auf der Publikation seiner vom Bericht der Kommission abweichenden Position [12], [13]. Dieser öffentlich ausgetragene Dissens zeigte zum einen die Vielschichtigkeit des zu behandelnden Problems auf, und er führte zum anderen dazu, dass wesentliche Aspekte auf einer breiteren Basis diskutiert wurden und dass dadurch signifikante Verbesserungen umsetzbar wurden.

4 Die Suche nach den Ursachen

Oftmals stellt sich die Suche nach den Ursachen als ein fast unlösbares Problem dar. Die Bilder, die sich einem nach einem katastrophalen Strukturkollaps zeigen, sind derartig verwirrend, unstrukturiert und chaotisch, dass es nur schwer vorstellbar ist, die tatsächliche Ursache für derartige Unglücke zu identifizieren. Es braucht in diesen Fällen detektivischen Spürsinn, ausreichend Zeit und finanzielle Ressourcen, Geduld und manchmal auch das notwendige Quäntchen Glück, um der Ursache auf die Spur zu kommen. Diese ist, wie bei technischen



Natalie Oxford

Abb. 4: Brand des Grenfell Towers in London am 14. Juni 2017



Amy Beth Bennett/Associated Press

Abb. 5: Einsturz des Champlain Towers South in Surfside in Florida am 24. Juni 2021

Problemen praktisch unvermeidbar, in der Regel das Resultat des Zusammenwirkens vieler Einflussgrößen. Auch wenn es am Ende der forensischen Untersuchung möglich ist, das den Struktorkollaps letztendlich auslösende, weil überbeanspruchte Bauteil zu identifizieren, so wird es in den meisten Fällen unmöglich sein, die Kausalkette, die zu dieser Überbeanspruchung führte, so zu rekonstruieren, dass eine einzige Entscheidung, eine einzige Tätigkeit oder eine einzige Unachtsamkeit als kritisch oder ausschlaggebend separiert und identifiziert werden kann.

Diese allen technischen Systemen und damit auch möglichen Versagensszenarien intrinsische Eigenschaft muss Ausgangspunkt jeder forensischen Analyse sein, und dieses Charakteristikum ist auch der Grund dafür, dass es beim Versagen technischer Systeme praktisch nicht möglich ist, *einen* Grund als den allein verantwortlichen zu identifizieren. In der öffentlichen Diskussion führt das, da sie, was emotional nach derartigen Katastrophen durchaus verständlich ist, von der Suche nach dem oder der Verantwortlichen dominiert wird, oft zu Unverständnis, vor allem dann, wenn am Ende einer oft jahrelangen forensischen Untersuchung ein Verantwortlicher nicht ausgemacht werden kann. Schuld daran ist allerdings nicht der Forensiker, in der Regel der mit der Aufklärung beauftragte Ingenieur oder das damit betraute Team von Ingenieuren nach dem Motto: „Eine Krähe hackt der anderen kein Auge aus“ die Schuld daran hat, wenn es denn überhaupt eine Qualifizierung in dieser emotionalen Kategorie geben soll, die technische Komplexität, die eine monokausale, eindimensionale Erklärung unmöglich macht, wie sie so gerne in der öffentlichen Diskussion verwendet wird.

Es wäre daher für die notwendige Versachlichung der im Nachgang von strukturellen Katastrophen in der Öffentlichkeit zu führenden Diskussionen mehr als hilfreich, wenn sich sämtliche beteiligten Parteien dieses Umstandes bewusst wären, und wenn sie es unterlassen würden, nicht erfüllbare Hoffnungen auf die Feststellung eines Schuldtragens zu schüren (im Sinne von: Irgendjemand muss es ja schließlich gewesen sein).

Ausgangspunkt einer jeden Unfallursachenanalyse muss ein sorgfältiges und umfassendes Studium des Unfallorts sein. Aus der Art und Weise, wie einzelne Bauteile oder Baugruppen nach dem Kollaps zueinander liegen beziehungsweise wie diese in Bezug auf die Situation vor dem Kollaps positioniert sind, können, die Versagenskinematik betreffend, wesentliche Schlüsse gezogen werden. Dies ist zum einen wichtig, da es dadurch möglich ist, einen ersten Eindruck von der räumlichen Verteilung der Energiedissipationen während des Versagens zu gewinnen, und zum anderen, weil dadurch der Referenzmaßstab definiert wird, an welchem sich jede forensische Untersuchung zu messen hat: an dem Vergleich des am Ende der Untersuchung stehenden theoretisch abgeleiteten wahrscheinlichsten Einsturzzenarios mit dem vor Ort gewonnenen Bild der Wirklichkeit.

Eine weitere wesentliche Voraussetzung für eine plausible forensische Unfallursachenforschung und für die auf den Ergebnissen dieser Analyse aufbauenden, weiterführenden Untersuchungen und Überlegungen ist es, dass die strukturmechanischen Eigenschaften der in der Diskussion stehenden Konstruktion hinreichend genau identifiziert und in den für die analytischen Untersuchungen unabdingbaren mechanischen Modellen wirklichkeitsnah abgebildet werden. Dies betrifft sowohl die Darstellung der wesentlichen Tragmechanismen, als auch die zutreffende Beschreibung der Widerstandskenngrößen der Struktur.

Beides, die strukturmechanische Modellierung und die Implementation der Bauteilwiderstände in dieses Modell, kann nicht unter Rückgriff auf

die üblichen und für die Tragwerksplanung von Neu- oder Umbauten bewährten Methoden erfolgen. Diese Methoden und Prinzipien sind dadurch gekennzeichnet, dass sie sowohl die Tragmechanismen als auch die Widerstände konservativ abbilden. Eine derartige Modellierung führt, unter Beachtung des ersten Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie [14], zwar zu einem stabilen System, das unter den Gesichtspunkten der Tragfähigkeit, bei geeigneter Auswahl der zu verwenden Materialien, hinreichend bemessen ist, welches aber nicht zwangsläufig ein zutreffendes Bild der Verteilung der Schnittgrößen und Verformungen unter den Einwirkungen des Gebrauchszustands und damit des Zustands gibt, der dem Versagen vorausging. Derartige Aussagen, welche für eine belastbare und nachvollziehbare forensische Analyse eines Schadensfalls unerlässlich sind, können nur auf der Grundlage umfangreicher Sensitivitätsstudien des zu beurteilenden Tragwerks formuliert werden.

Besonders geeignet dafür sind Sensitivitätsanalysen, die auf verallgemeinerten Einflussfunktionen, das heißt, auf einer Auswertung der adjungierten Verschiebungen η eines strukturmechanischen Modells mit den die Sensitivitäten des betrachteten Systems charakterisierenden Pseudolasten F^* , fußen [12], [13], [14] und [15]. Die Sensitivität einer Zustandsgröße Z_i eines zu untersuchenden Systems in Abhängigkeit des interessierenden Parameters s_i , das heißt, die Ableitungen dieser Zustandsgröße Z_i nach dem Parameter s_i , kann durch das Skalarprodukt von adjungierter Verschiebung η , das heißt, der zu dieser Zustandsgröße zugeordneten Einflussfunktion, und Pseudolast F^* , also einer Kombination von auf die Struktur einwirkenden Lasten F mit dem Produkt von Steifigkeiten K und Verschiebungen bestimmt werden:

$$\frac{dZ_i}{ds_i} = \eta^T \cdot \left[\frac{\partial F}{\partial s_i} - \frac{\partial K}{\partial s_i} \cdot u \right]$$

Dieser Zusammenhang zwischen der Einflussfunktion für einen Parameter Z_i und der Pseudolast F^* , der bereits vor mehr als 40 Jahren im Rahmen von Optimierungsüberlegungen hergeleitet wurde [15], erlaubt es, sehr effizient sogenannte Sensitivitätskarten zu generieren, die den Einfluss von selektierten Parametern s_i , zum Beispiel Querschnittsgrößen, Steifigkeiten, Imperfektionen, auf Zustandsgrößen, zum Beispiel Biegemomente, Querkkräfte oder Verformungen, welche versagensursächlich gewesen sein könnten, darstellen. **Abb. 6** zeigt eine derartige, aus [17] entnommene Sensitivitätskarte für die Durchbiegung des Versteifungsträgers einer Bogenbrücke als Funktion des E-Moduls. Die Sensitivitätsanalyse mit verallgemeinerter Einflussfunktion stellt dem forensisch tätigen Ingenieur gewissermaßen eine mechanische Lupe zur Verfügung, mit welcher wesentliche strukturelle Eigenschaften und Abhängigkeiten wirkungsvoll identifiziert werden können.

Wie bereits weiter oben ausgeführt, sind für eine zutreffende und belastbare Unfallursachenanalyse, neben der möglichst realitätsnahen strukturmechanischen Abbildung, auch die Widerstandsgrößen entsprechend zugescharft zu ermitteln. Ein alleiniger Bezug auf die normativ festgelegten Kennzahlen ist nicht zielführend, da diese, den Grundgedanken des in den einschlägigen technischen Regeln verankerten Sicherheitskonzepts [3] folgend, garantierte Mindestwerte, in der Regel 5%-Fraktilwerte, sind, die in realen Konstruktionen oftmals signifikant übertroffen werden.

Dies ist insbesondere im Fall von Stahlbetonkonstruktionen von besonderer Bedeutung, da sich die Betoneigenschaften infolge der Nacherhärtung beträchtlich im Laufe der Nutzung der Konstruktion verändern können. Eine Verdopplung der Druckfestigkeit des Betons nach

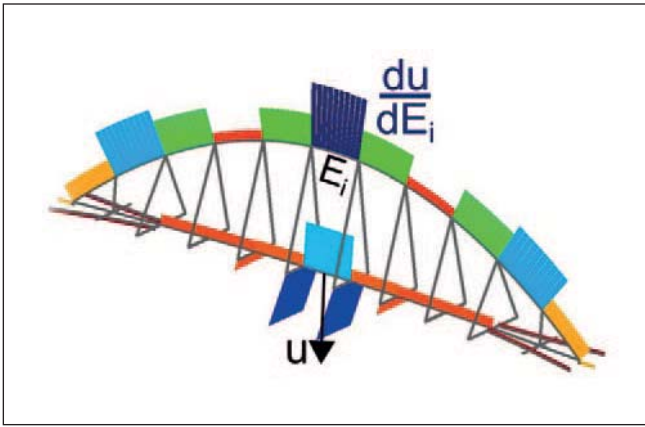


Abb. 6: Aus [17] entnommene Sensitivitätskarte für die Durchbiegung des Versteifungsträgers einer Bogenbrücke als Funktion des E-Moduls

mehreren Dekaden ist keine Seltenheit. Aber auch bei Stahlkonstruktionen sind zum Teil deutlich über den garantierten Mindestwerten liegende Festigkeiten keine Seltenheit.

Um daher eine zutreffende Aussage über die Bauteilwiderstände formulieren zu können, ist es unumgänglich, dass durch entsprechende Materialuntersuchungen die tatsächlichen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe ermittelt werden. Dies stellt den forensisch tätigen Ingenieur oftmals vor große Probleme, da es eine Herausforderung der besonderen Art ist, entsprechend aussagekräftige Probekörper aus den Überresten eines Strukturkollapses zu extrahieren. Eine fundierte statistische Analyse der aus Materialuntersuchungen gewonnenen Werte ist ebenfalls erforderlich, da nur auf dieser Basis die auf Streuungen in den Materialeigenschaften zurückzuführenden Sensitivitäten identifiziert und geeignet in den Untersuchungen zur Ursache des Unglücks berücksichtigt werden können.

Vergleichbare Anforderungen sind auch an die Ermittlung der zum Zeitpunkt des Versagens auf die Struktur wirkenden Einwirkungen zu stellen [6]. Ein alleiniger Bezug auf die normativen Vorgaben ist bei weitem nicht ausreichend, da diese, in vergleichbarer Art und Weise wie die Widerstandskenngrößen, in der Regel als oberer Fraktilwert angegeben werden, sowohl hinsichtlich der Höhe als auch hinsichtlich der Verteilung.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Suche nach den Ursachen eines strukturellen Schadens, unabhängig davon, ob es sich dabei um eine sprichwörtliche Kleinigkeit oder um ein Totalversagen handelt, eine außerordentlich komplexe und herausfordernde Aufgabe ist, die in den meisten Fällen weit über das Anforderungsprofil hinausgeht, das für die Tragwerksplanung typisch ist.

Sie erfordert

- vertiefte strukturmechanische Kenntnisse,
- fundiertes bauartspezifisches und werkstofforientiertes Wissen,
- detaillierte Erfahrungen im Umgang mit dem technischen Regelwerk und dem dort hinterlegten Sicherheitskonzept,
- die Entwicklung möglicher Versagensszenarien in Verbindung mit den zugeordneten Versagenswahrscheinlichkeiten, da nur diese und nicht ein irgendwie gearteter Sicherheitsabstand eine belastbare Basis zur Bewertung möglicher Versagensalternativen bilden, und
- eine strukturierte Vorgehensweise, die in einer konkludenten und für alle Beteiligten transparenten und nachvollziehbaren Argumen-

tationskette zur Begründung der Ursächlichkeit des in der Diskussion stehenden Problems und zu den daraus zu ziehenden Konsequenzen führt.

5 Sprechen wir über Fehler

Wie einleitend erwähnt, ist es nicht einfach, über eigene oder fremde Fehler zu sprechen. Um sie aber in Zukunft zu vermeiden und um die aus der Aufarbeitung der Fehler gewonnenen Erfahrungen der Ingenieuröffentlichkeit zur Verfügung zu stellen, muss über Fehler und Fehleinschätzungen gesprochen werden. Dies kann, um die notwendige Anonymität, Neutralität und Objektivität zu gewährleisten, nur auf Basis umfangreicher und mehrfach gespiegelter forensischer Untersuchungen erfolgen.

Dass es erforderlich ist, über menschliche Fehler und Fehleinschätzungen und vor allem über die daraus zu ziehenden Lehren zu sprechen, zeigt sich exemplarisch an den zum Teil tragischen Unfällen beim Bau von stählernen Brücken mit Kastenquerschnitten Ende der sechziger, Anfang der siebziger Jahre des vergangenen Jahrhunderts.

Die Überbauten der Praterbrücke in Wien (Abb. 7) [19], der Cleddau Bridge in Pembrokeshire im Vereinigten Königreich (Abb. 8) [20], der Westgate Bridge in Melbourne (Abb. 9) [21] und [22] und der Rheinbrücke Koblenz (Abb. 10) [20] versagten aufgrund des Ausknickens/Ausbeulens des nicht ausreichend ausgesteiften Untergurtblechs des Kastenquerschnitts im Bereich großer, negativer Biegemomente. Die Aufarbeitung dieser Schadensfälle hatte eine zum Teil tiefgreifende Überarbeitung des technischen Regelwerks für stabilitätsgefährdete Platten in Stahlkonstruktionen, insbesondere den Übergang vom gutmütigen, plattenartigen zum kritischen, eindimensionalen stabartigen Verhalten unter Druckbeanspruchung zur Folge [20], welche nur aufgrund umfangreicher forensischer Untersuchungen zielgerichtet möglich war.

Bemerkenswert ist in diesem Zusammenhang allerdings, dass die Anzahl der Fachveröffentlichungen im deutschsprachigen Raum zu diesem Thema außerordentlich beschränkt, wenn nicht sogar überhaupt nicht vorhanden ist. Die Gründe für das Versagen dieser Konstruktionen wurden nur im kleinen Kreis und teilweise nur in Hintergrundgesprächen thematisiert und damit der breiten Ingenieuröffentlichkeit nur außerordentlich indirekt mitgeteilt, nämlich durch die Fortschreibung des technischen Regelwerks.

Diese am Beispiel des Druckgurtversagens von Kastenträgern gemachte Feststellung zum kommunikativen Umgang mit Ursachen und Folgen von Schadensfällen ist nicht nur für den deutschsprachigen Sprachraum typisch. Im Gegensatz dazu steht der Umgang mit forensischen Untersuchungen in den Vereinigten Staaten, einer Gesellschaft, in der das Scheitern nicht stigmatisiert ist. Dort veranstaltet beispielsweise die *American Society of Civil Engineers* im zweijährigen Rhythmus einen Forensic Engineering Congress [23], auf dem diese Probleme und Fragestellungen offensiv und transparent diskutiert werden, darüber also gesprochen wird.

In diesem Zusammenhang ist es wesentlich, das Format der forensischen Untersuchung und vor allem die Kommunikation der Resultate kritisch zu beleuchten:

- Da das Ergebnis einer forensischen Untersuchung eines Schadensfalls erhebliche Konsequenzen für die direkt Betroffenen, sowohl für die Verursacher, als auch für die Geschädigten hat (*may lead to legal*



ASFINAG

Abb. 7: Praterbrücke Wien: Knick im Untergurt des Kastenträgers infolge lokalen Stabilitätsversagens



Getty Images

Abb. 8: Einsturz der Cleddau Bridge in Pembrokeshire in Großbritannien durch Stabilitätsversagen des Untergurts des Kastenträgers

Herald Sun



Abb. 9: Einsturz der West Gate Bridge in Melbourne durch Stabilitätsversagen des Untergurts des Kastenträgers



Rhein Zeitung

Abb. 10: Einsturz der Rheinbrücke Koblenz durch Stabilitätsversagen des Untergurts des Kastenträgers

activity both civil and criminal, siehe oben), ist größte Sorgfalt auf Unabhängigkeit, Transparenz und technische Konkludenz zu verwenden. Eine unabhängige Überprüfung der Ergebnisse, im Sinne des Vier-Augen-Prinzips, ist in jedem Fall geboten.

- Da das Ergebnis einer forensischen Untersuchung oftmals von unterschiedlichsten Einflussgrößen bestimmt wird, sind belastbare Resultate nur durch Integration der einzelnen Disziplinen, wie Strukturmechanik, Materialwissenschaften, Sicherheitstheorie et cetera zu erzielen. Dies bedeutet, dass die Zusammenarbeit der verschiedensten Experten unerlässlich ist.

- Ebenfalls ist es erforderlich, die aus den Ergebnissen einer forensischen Untersuchung abzuleitenden Empfehlungen für die Weiterentwicklung des technischen Regelwerks und, gegebenenfalls für die Formulierung von gesetzgeberischen Auflagen, an die Eigentümer und Verfügungsberechtigten von Immobilien und Bauwerken der Infrastruktur, durch ein sämtliche betroffenen Kreise integrierendes Gremium zu spiegeln. Denn nur auf dieser Basis kann eine ausreichende gesellschaftliche Akzeptanz von unter Umständen weitreichenden und vor allem auch finanziell herausfordernden Maßnahmen erreicht werden.
- Voraussetzung für die notwendige Diskussion der Ergebnisse forensischer Untersuchungen ist, dass sie in geeigneter Form, das heißt anonymisiert der Ingenieuröffentlichkeit und der Gesellschaft zur Verfügung gestellt werden. Das vor etwa 20 Jahren im Vereinigten Königreich eingeführte CROSS-Format (siehe oben) stellt dafür eine ideale Plattform dar.
- Bezogen auf den in der Bundesrepublik Deutschland aktuell vorhandenen Handlungsrahmen bedeutet die Umsetzung der genannten Forderungen eine Abkehr von einem allein im Auftrag von Gerichten, Staatsanwaltschaften oder anderen staatlichen Behörden arbeitenden Sachverständigen, der, ohne permanent durch ein Team gleichberechtigter Kollegen herausgefordert und kontrolliert zu werden, seine Arbeit verrichtet, hin zu eben jenem Team, das die größtmögliche Professionalität und Unabhängigkeit garantiert, denn nur dann wird es möglich sein, unvoreingenommen und neutral über Fehler zu sprechen.
- Das bedeutet letztendlich eine für forensische Untersuchungen geeignete Adaption des Vier-Augen-Prinzips der bautechnischen Prüfung.

6 Literatur

- [1] Joint Authorities Technical Review; Boeing 737 MAX Flight Control System; Washington, DC, October 2019
- [2] Federal Aviation Administration; Preliminary Summary of the FAA's Review of the Boeing 737 MAX; Washington, DC, August 2020
- [3] DIN EN 1990:2021; Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010; Berlin, Oktober 2021
- [4] Brehm, E., Hertle, R., Soane, A.: Challenges towards Design Review due to Cultural and Human Factors, International Association for Bridge and Structural Engineering, 20th Congress of IABSE, New York City, 2019
- [5] Soane, A.: The Formation, Development, and Future of CROSS; 9th Forensic Engineering Congress, ASCE American Society of Civil Engineers; Denver, 2022
- [6] Hertle, R.: Ursachen und Folgen des Einsturzes der Dachkonstruktion der Eissporthalle in Bad Reichenhall; Der Prüfenieur 29; 16-20, Berlin, 2006
- [7] Pedestrian Bridge Collapse Over SW 8th Street, Miami, Florida, March 15, 2018; Accident Report NTSB/HAR-19/02, PB2019-101363; National Transportation Safety Board, 2019
- [8] Haftstrafen für Ingenieure nach Brückeneinsturz; Frankfurter Allgemeine Zeitung, Mai 2023
- [9] Hackitt, D. J.: Building a Safer Future, Independent Review of Building Regulations and Fire Safety: Interim Report; London, Dezember 2017
- [10] The Surfside Condo Was Flawed and Failing. Here's a Look Inside; The New York Times, September 2021
- [11] Disaster & Failure Studies, Champlain Towers South Collapse, National Institute of Standards and Technology – NIST; Gaithersburg, USA, März 2022
- [12] Report of the Presidential Commission on the Space Shuttle Challenger Accident (In compliance with Executive Order 12546 of February 3rd, 1986); Washington, DC, 1986
- [13] Feynman, R. P., Leighton, R.: Mr. Feynman Goes to Washington; Engineering & Science, 1987
- [14] Drucker, D. C., Prager, W., Greenberg, H. J.: Extended Limit Design Theorems for Continuous Media; Quarterly Journal of Applied Mathematics; American Mathematical Society; Rhode Island, 1952
- [15] Belegundu, A. D.: Interpreting Adjoint Equations in Structural Optimization; American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Engineering, Vol. 112 (1986), Iss. 8, 1971-1976, Reston, VA, 1986
- [16] Giles, M. B., Pierce, N. A.: An Introduction to the Adjoint Approach to Design; Flow, Turbulence and Combustion, Vol. 65 (2000), Iss. 3, 393-415. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 2001
- [17] Fußeder, M., Wüchner, R., Bletzinger, K.-U.: Sensitivitätsanalyse mit verallgemeinerten Einflussfunktionen zur Tragwerksbewertung bei Modellparametervariationen, Bauingenieur 96, 191-200; Springer, Düsseldorf, 2021
- [18] Fußeder, M., Bletzinger, K.-U.: Tragwerksplanung – Sensitivitätsanalysen unterstützen die Auslegung statischer Systeme und können Sicherheitsrisiken aufdecken; Der Prüfenieur 59; 48-55, Berlin, 2021
- [19] Das Autobahnnetz in Österreich, 30 Jahre ASFINAG; Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft, Wien, 2012
- [20] Scheer, J.: Das Versagen von Bauwerken Ursachen, Lehren, Band 1: Brücken; Ernst & Sohn, Berlin, 2000
- [21] Hoppe, C. J.: Einsturz einer Kastenträgerbrücke bei der Montage in Australien; Bauingenieur 48; 349-350; Springer, Düsseldorf, 1973
- [22] Roik, K., Haensel, J.: Die Entwurfsüberarbeitung der West Gate Brücke in Melbourne, Stahlbau 48; 197-204; Ernst & Sohn, Berlin, 1979
- [23] Proceedings of the 9th Forensic Engineering Congress; American Society of Civil Engineers, Forensic Engineering Division; Denver, CO, 2022

Quick-Wins für den Klimaschutz – Was ist heute für ein nachhaltigeres Bauen im Betonbau unmittelbar umsetzbar?

Optimierte Konstruktionen und die Wahl der Bauprodukte mobilisieren die größte CO₂-Einsparung – Vor allem hier wird über nachhaltiges Bauen konkret entschieden

Der Beitrag beschreibt die Ausgangslage in Bezug auf aktuelle Klimaschutzanforderungen in Deutschland. Daraus folgt die Motivation, sofort mit ersten unmittelbar möglichen Maßnahmen in der Planung und Ausführung von Betontragwerken zur Einsparung des klimaschädlichen Treibhausgases CO₂ zu beginnen. Konkrete Beispiele sollen Anregungen für Bauingenieure liefern, wie mit vorhandenem Wissen und Können dem Bauherrn planerische Vorschläge zur Verkleinerung des CO₂-Fußabdrucks gemacht und dann auch umgesetzt werden könnten.

1 Einführung Nachhaltigkeit

Mit der Änderung des Klimaschutzgesetzes [1] hat die Bundesregierung die Klimaschutzvorgaben verschärft und das Ziel der Treibhausgasneutralität in Deutschland bis 2045 verankert. Bereits bis 2030 sollen demnach die CO₂-Emissionen um 65 Prozent gegenüber 1990 sinken.

Gebäude verursachen in Errichtung und Betrieb relevante Mengen an umweltschädlichen Emissionen. Besonders der Einsatz von Beton trägt zu intensiven Umweltauswirkungen bei. Auf die Herstellung von Zement und Beton sind aktuell mehr als acht Prozent des anthropogen klimaschädlichen CO₂-Ausstoßes zurückzuführen. Insofern ist es höchste Zeit, das Bauen in stärkerem Maße *nachhaltig* zu gestalten. Unter nachhaltig wird dabei der ressourcen- und klimaschonende Umgang mit den zur Verfügung stehenden Baumaterialien und unter einer nachhaltigen Entwicklung eine solche Entwicklung verstanden, welche die Bedürfnisse der Gegenwart befriedigt, ohne die Fähigkeit künftiger Generationen zu gefährden, ihre eigenen Bedürfnisse befriedigen zu können.

Um nachhaltig zu planen und zu bauen, muss an Material und Ressourcen gespart werden. Es darf nur dort Material zum Einsatz kommen, wo es absolut notwendig ist. Betrachtet man Betonkonstruktionen von vor etwa sechzig Jahren, wird deutlich, dass damals sehr viel mehr materialsparende Konstruktionen geplant und verwirklicht wurden als

heute. Material war knapp, Arbeitskraft war vorhanden und relativ günstig.

In der heutigen Zeit stehen wir neuen Herausforderungen gegenüber. Dabei gilt es unter anderem, die folgenden Anforderungen zu berücksichtigen:

- massenoptimierter und konstruktionsgerechter Materialeinsatz (CO₂-Fußabdruck, Ressourcenschonung, Lieferengpässe),
- geringer Arbeitskrachteinsatz (Fachkräftemangel, Zeit),
- durchgängiger Einsatz von Digitalisierung (in der Planung sowie auch in der Ausführung auf der Baustelle).

Der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein (DBV) hat diese Herausforderungen im Bereich des Betonbaus angenommen und in einem Konzept für eine *Klimaneutrale Betonbaustelle* gebündelt. Dabei werden verschiedene Maßnahmen jeweils im regulatorischen, bautechnischen, baustofftechnischen und bauverfahrenstechnischen Bereich diskutiert und vorgeschlagen (Abb. 1).

In einem ersten Schritt werden unmittelbar technisch umsetzbare Vorschläge gemacht, die auf Basis des vorhandenen Regelwerks und vorhandener Verwendbarkeits- und Anwendbarkeitsnachweise für Bauprodukte und Bauarten CO₂-Einsparungen im Betonbau ermöglichen (*Quick Wins*). In weiteren Schritten (*Long Run*) müssen dann noch aufwendige Weiterentwicklungen regulatorischer und technischer Art folgen, um das sehr ambitionierte Ziel des Klimaschutzgesetzes [1] auch im Betonbau zu erreichen.

Im Hochbau besteht das Ziel in einer deutlichen Reduzierung von CO₂-Emissionen insbesondere im Bereich des Neubaus von Gebäuden. Hierzu ist es erforderlich, diejenigen Konstruktionen näher zu beleuchten, welche für den größten Anteil des Ausstoßes von CO₂ verantwortlich sind. Dies sind in der Regel diejenigen Teile eines Gebäudes, in denen üblicherweise die meiste Masse an Beton verbaut wird.

Einige aktuelle Studien (zum Beispiel [4]) zeigen, dass bei gewöhnlichen Hochbauten die Geschossdecken bis zu über vierzig Prozent der Betonmasse des Tragwerks verbrauchen. Ihr Einfluss kann mit zunehmender Gebäudehöhe sogar auf fünfzig bis 65 Prozent ansteigen. Berücksichtigt man zusätzlich noch Dächer und Bodenplatten sowie Flachgründungen, stecken zum Teil über siebzig Prozent der Betonmassen in den horizontalen Bauteilen. Die restlichen dreißig Prozent finden sich in den vertikalen Bauteilen wie Stützen und Wänden wieder (Abb. 2).



Prof. Dr.-Ing. Frank Fingerloos

war von 1990 bis 2000 bei der Hochtief AG und ist seit 2000 beim Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein tätig, zurzeit als Senior-Projektleiter Bautechnik; Frank Fingerloos ist öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Beton- und Stahlbetonbau und Honorarprofessor an der TU Universität Kaiserslautern-Landau.



Dr. Dipl.-Ing. Susanne Urban

war von 2004 bis 2006 bei Pondio Ingenieros in Madrid tätig und von 2006 bis 2022 in der Zentralen Technik der Ed. Züblin AG; seit 2022 leitet sie die Bautechnik im Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein; Susanne Urban ist Lehrbeauftragte am Institut für Entwerfen, Leichtbau und Konstruieren der Uni Stuttgart.

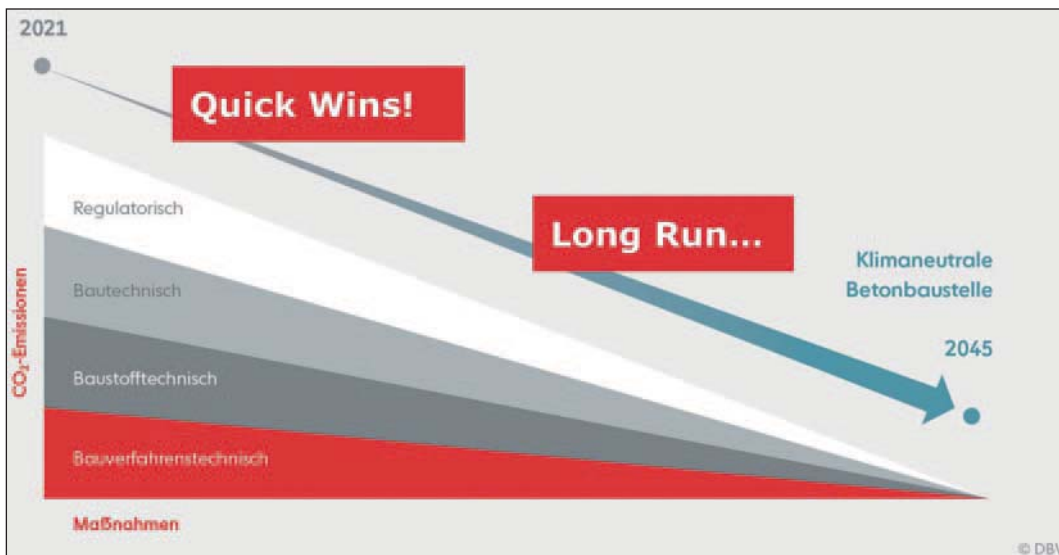


Abb. 1: Das DBV-Konzept für eine Klimaneutrale Betonbaustelle bis 2045 (schematisch)

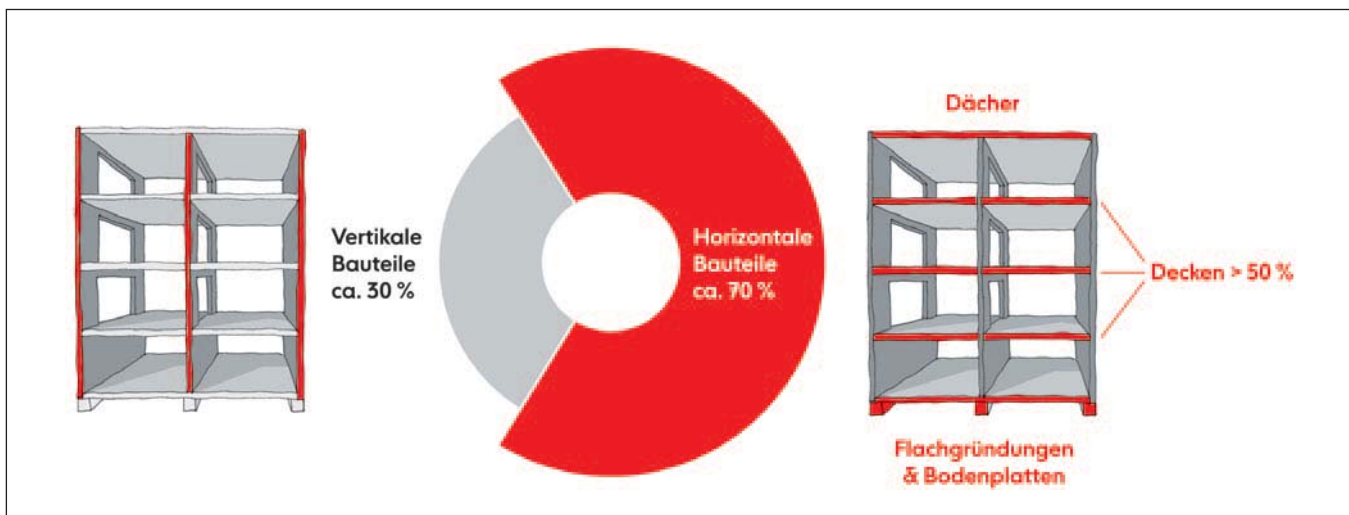


Abb. 2: Verteilung der grauen Emissionen innerhalb eines Tragwerks im gewöhnlichen Hochbau (nach [2])

2 Lebenszyklus eines Gebäudes

Der aktuelle Normentwurf E DIN EN 15978-1 [5] enthält eine auf der Ökobilanz (Life Cycle Assessment, LCA) und anderen quantifizierten Umweltdaten basierende Berechnungsmethode zur Bewertung der umweltbezogenen Qualität eines Gebäudes sowie Hilfsmittel für das Berichtswesen und die Kommunikation des Ergebnisses dieser Bewertung. Der Entwurf soll für neue und bereits bestehende Gebäude sowie für Modernisierungen gelten. Dieser Bewertungsansatz deckt alle Phasen des Gebäudelebenszyklus ab und kann mit aus entsprechenden Umweltproduktdeklarationen (EPD) entnommenen Daten verknüpft werden.

Die Lebensdauer eines Gebäudes wird in verschiedene Lebenszyklusphasen gegliedert. Folgende Hauptphasen sind zu unterscheiden (Abb. 3):

- A0: Planung
- A1 bis A3: Herstellung der Baumaterialien und Bauprodukte
- A4 bis A5: Errichtung der Bauwerke
- B1 bis B8: Nutzung der Bauwerke
- C1 bis C4: Entsorgung der Baumaterialien und Bauprodukte
- D: Wiederverwendung, Recycling, Energierückgewinnung

Die Verteilung der Umweltbeeinflussung während des Lebenszyklus ist sehr unterschiedlich. Aktuelle Veröffentlichungen, wie die der weltweit führenden Berufsorganisationen für Bauingenieure und Konstruktiven Ingenieurbau, der Londoner *Institution of Structural Engineers* (IStructE) [6], die eine entscheidende Rolle bei der Förderung von Spitzenleistungen und Innovationen in der bautechnischen Praxis spielt, zeigen, dass zum Beispiel bei Niedrigstenergie-Häusern (in Deutschland vergleichbar bei Passivhäusern) etwa fünfzig Prozent des CO₂ in der Phase A1 bis A3 (Abb. 3: Herstellung) emittiert wird. Weitere circa vierzig Prozent entstehen während der Nutzung des Gebäudes (Abb. 3: B1 bis B6). Nur fünf Prozent werden während des eigentlichen Ausführungsprozesses auf der Baustelle freigesetzt (Abb. 4: A4 und A5).

Der maximale Hebel, um CO₂ einzusparen, kann im Entwurfsprozess während der Auswahl von Bauprodukten und Konstruktionssystemen mobilisiert werden. Hier wird entschieden, wie nachhaltig gebaut wird. Es sind Bauherren, Projektentwickler, Architekten und Tragwerksplaner, die den größten Einfluss auf die CO₂-Einsparung beim Bau eines Gebäudes haben.

In Abb. 5 wird prinzipiell gezeigt, welchen Einfluss die Entscheidungen auf die Nachhaltigkeit des Gebäudes in Abhängigkeit von der Projektphase haben und wie viel Einsparung an CO₂ möglich ist.

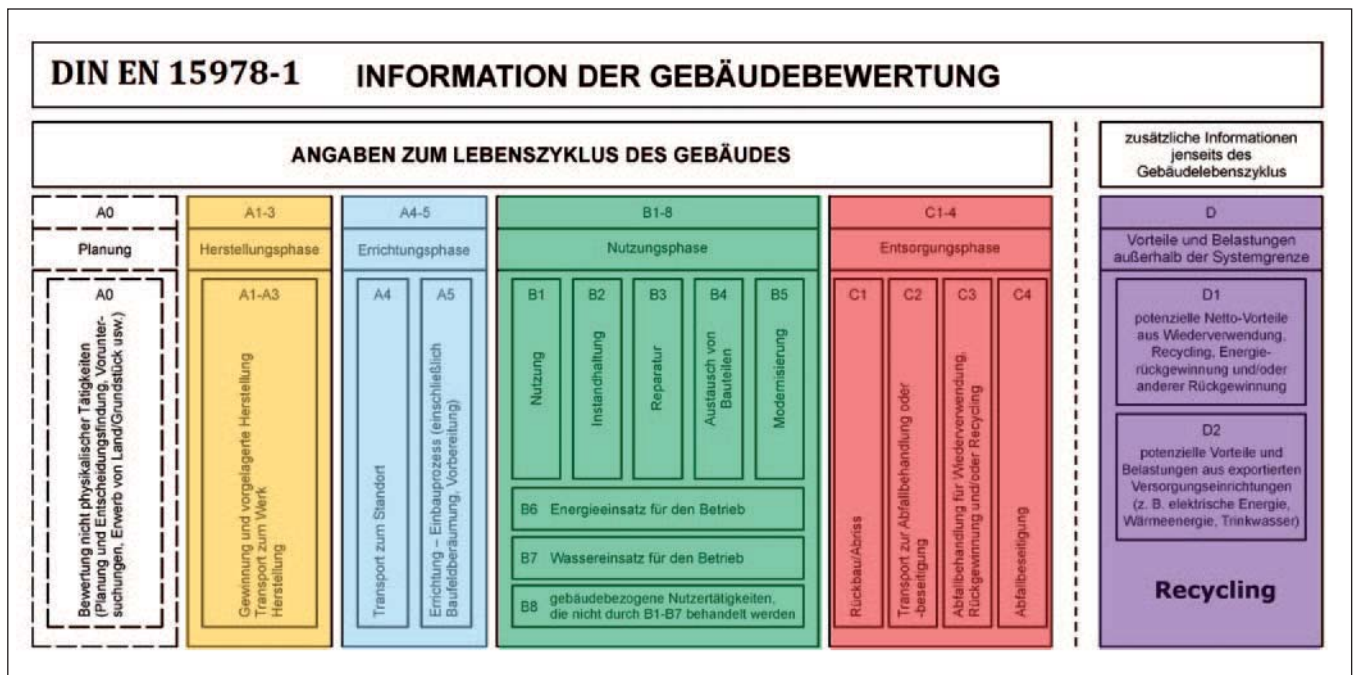
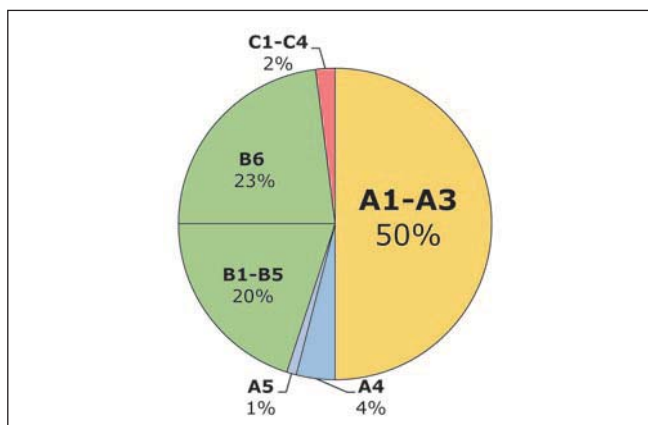


Abb. 3: Verschiedene Lebenszyklusphasen A bis D der Gebäudebewertung [5]

Abb. 4: Verteilung der CO₂-Emissionen auf die Phasen A1 bis C4 (vgl. Abb. 3) (Gebäudetyp Passivhaus) [6]

Der Bauherr oder Projektentwickler beziehungsweise der von ihnen eingesetzte Objektplaner entscheiden primär, wie nachhaltig gebaut werden soll. Beweggründe können eigene (idealistische) oder ein durch Gesetze, Richtlinien und Normen (Staat oder Gesellschaft) ausgeübter Zwang sein.

Der Bauherr trifft ebenfalls die Entscheidung, ob überhaupt neu gebaut wird oder ob zum Beispiel ein bereits bestehendes Gebäude weiter betrieben oder in Teilen genutzt werden soll. Abb. 6 zeigt mögliche Vorgehensweisen des zirkulären Bauens, nämlich:

- Weiternutzen oder Umnutzen ganzer Bauwerke (Re-Use),
- Wiederverwendung von Bauteilen und Bauelementen (Re-Build),
- Wiederverwendung des Bestandes in Form von rezyklierten Baustoffen (Re-Cycle).

Die effektivste und in Bezug auf Ressourcenschonung effizienteste Maßnahme ist offensichtlich, gar nicht neu zu bauen, sondern den vorhandenen Bestand intelligent weiterzubetreiben (Re-Use) und dessen schon materialisierte graue Emission weiterzunutzen.

Um den Projekterfolg bei diesen neuen Herangehensweisen und spezielleren Bauaufgaben garantieren zu können, wird ein größeres Maß an Kommunikation und Abstimmungen benötigt. Als zweckmäßige Werkzeuge bietet zum Beispiel die neue DIN 1045-1000 [7] im Rahmen des Konzeptes der *BetonBauQualitätsklassen* mit der Klassifizierung BBQ-S auch obligatorische Betonfachgespräche und das BBQ-Betonbaukonzept an. BBQ-S umfasst speziell festzulegende Anforderungen an Kommunikation, Planung, Bauausführung und Baustoffe. Der Bauherr entscheidet sich in diesem Anwendungsfall beispielsweise nach der Beratung durch den Objektplaner, das Betonbauwerk mit besonderen Anforderungen hinsichtlich der Nachhaltigkeit (insbesondere Klimaschutz, Ressourceneffizienz) umzusetzen (DIN 1045-1000:2023-08, Tabelle 2, Z. O [7]).

Das beauftragte Planungsteam, bestehend aus Architekten und Tragwerksplanern, erstellt einen ersten Vorentwurf, welcher zunächst nur grobe Deckenhöhen, die Anzahl der Stockwerke, die Art der Materialien und die vorgesehenen Bauweisen definiert. Im Anschluss werden die genauen Deckenhöhen, die Spannweiten, die Dimensionen des Tragwerks sowie die Positionen von Stützen und Wänden bestimmt.

In dieser Phase 0 (siehe Abb. 5) ist mit den Akteuren Bauherr, Architekt und Tragwerksplaner ein maximales CO₂-Einsparpotential möglich. Es wird somit schon in der Entwurfsphase entschieden, ob und wie nachhaltig das Gebäude beziehungsweise Tragwerk sein wird. Mit jeder weiteren Phase nimmt der Einfluss auf die CO₂-Einsparung ab. In der Errichtungsphase auf der Baustelle ist es kaum noch möglich, das CO₂-Einsparpotential maßgeblich zu beeinflussen.

3 DBV-Heft 50, Band 2: Quick Wins für den Klimaschutz

3.1 Einführung

Der DBV hat damit begonnen, eine neue DBV-Heftreihe 50 zum Thema *Nachhaltigkeit im Betonbau* aufzulegen [2], [3]. Der Band 2 [3] enthält eine erste Sammlung von acht Beispielen, die als *Quick Wins für den Klimaschutz* unmittelbar umgesetzt werden könnten (bautechnische

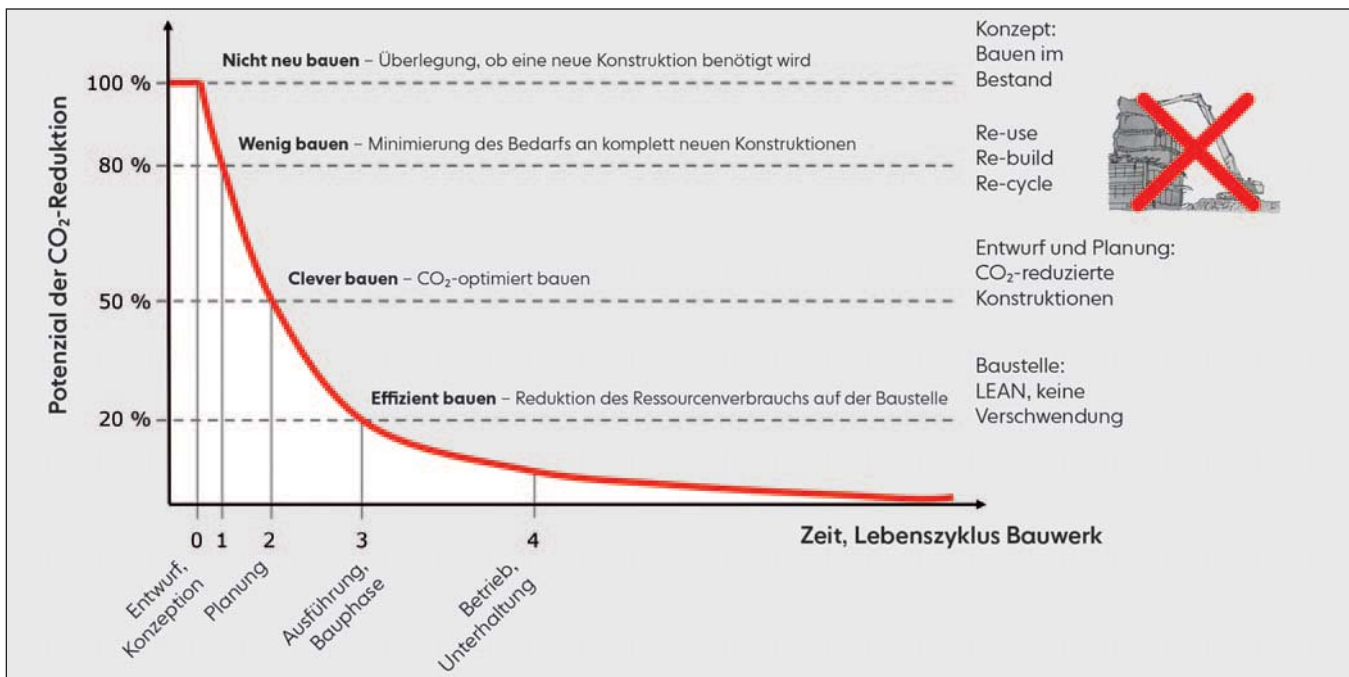
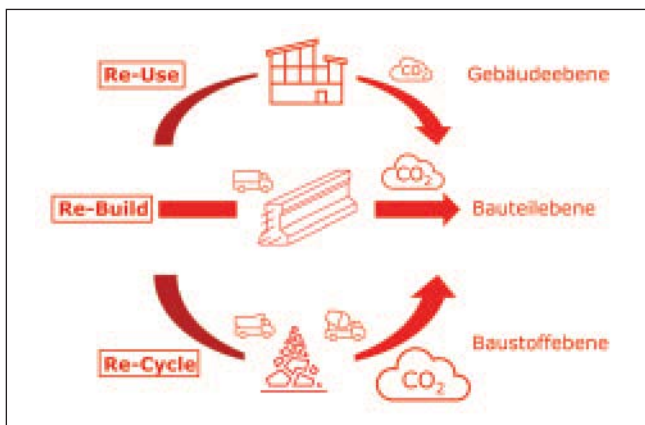
Abb. 5: Potential der CO₂-Reduktion (nach [6])

Abb. 6: Mögliche Vorgehensweisen des zirkulären Bauens

und baustofftechnische Maßnahmen in Abb. 1). Die Beispielsammlung soll Bauherren, Planern und Ausführenden Anregungen sowie auch eine Hilfestellung bei der unmittelbaren Umsetzung von möglichen Maßnahmen und Anpassungen beim Bauen mit Beton und Betonstahl geben, die Beiträge zum Klimaschutz durch Reduktion des CO₂-Fußabdrucks oder zum Schutz der Ressourcen liefern können.

Dabei kam es insbesondere darauf an, Möglichkeiten aufzuzeigen, die sofort auch unter Berücksichtigung des aktuellen baurechtlichen Rahmens in Deutschland umsetzbar sind.

Es ist offensichtlich, dass alle diese Maßnahmen den Aufwand in der Planung, in der Baustoffherstellung und in der Bauausführung erhöhen und dass das Bauen mit Beton damit kostenintensiver wird. Das wird sich jedoch nicht vermeiden lassen. Klimaschutz zum Nulltarif wird es nicht geben! Folgende Beispiele und ein Anhang wurden im DBV-Heft 50, Band 2 [3] zusammengestellt:

1. Beton: Auswirkungen klinkereffizienter Zemente (Bauausführung),
2. Beton: Verlängerung des Nachweisalters auf 56 Tage oder 91 Tage,
3. Beton: zonierte Bauweise bei massigen Bauteilen,

4. Betonstahl: Entwurfsgrundsatz EGS-c als Standard für Risskonzepte,
5. Betonstahl: hochfester Betonstahl B670 und B700,
6. Beton + Betonstahl: (präventiver) kathodischer Korrosionsschutz,
7. Beton + Spannstahl: Deckensysteme mit Spannbetonhohlplatten,
8. Beton + Bewehrung: Instandsetzung und Ertüchtigung vor Abriss, Anhang: Bewertungskriterium CO₂-Äquivalente.

Alle gezeigten Beispiele orientieren sich an einer einheitlichen Gliederung:

- Beschreibung,
- Potenzial zur Verschwendungsreduktion,
- Grenzen,
- Wechselwirkungen,
- Mehr- und Minderkosten,
- Regelwerke und Randbedingungen,
- fehlende Technologien und Forschungsbedarf,
- Angebote des DBV,
- Schrifttum.

Wenn bestimmte besondere Randbedingungen hierfür einzuhalten sind, werden diese genannt. Eine erste orientierende Abschätzung des Einsparpotenzials an CO₂-Emissionen erfolgt in vielen Beispielen auf der Grundlage von Angaben in Umweltproduktdeklarationen nur für die Herstellungsphase (Abb. 3: A1 bis A3) der Baustoffe oder Bauprodukte (siehe Abb. 4). Das ersetzt noch nicht eine klimaverträgliche Bewertung über den gesamten Lebenszyklus (Abb. 3).

Im Folgenden werden auszugsweise fünf Beispiele etwas näher vorgestellt, die für die Tragwerksplanung besonders interessant sein können.

3.2 Beispiel Beton: Verlängerung des Nachweisalters auf 56 Tage oder 91 Tage

Mit der Verlängerung des Nachweisalters auf 56 oder 91 Tage, kann das Nacherhärtungspotential des Betons von circa zehn bis fünfzehn Prozent nach der normativen 28-Tage-Festigkeit unmittelbar in der Bemessung der Bauteile ausgenutzt werden (Abb. 7).

Bei einer damit gegebenenfalls möglichen Reduktion von bis zu 40 Kilogramm Zement pro Kubikmeter Beton könnte das Treibhauspotenzial zum Beispiel bei CEM II um circa 32 Kilogramm CO_{2,e} pro Kubikmeter Beton abgemindert werden.

Natürlich gibt es Wechselwirkungen: Die Festlegung der bemessungsrelevanten Betondruckfestigkeit nach 56 oder 91 Tagen (oder noch später) führt oft zur Verwendung langsam und sehr langsam erhärtender Betone. Die Nachbehandlungszeiten und die Ausschal- und Ausrüstfristen verlängern sich deutlich. Damit verbunden sind entsprechende Vorhaltezeiten und gegebenenfalls zusätzliche Schalungs- und Rüststützensätze. Die regionale Verfügbarkeit solcher Betone ist rechtzeitig zu prüfen (zum Beispiel schon in der Kalkulation).

- **Beispiel Betonfertigteile:** Der Festigkeitsgewinn aus Nacherhärtung ist relativ einfach und sicher im Fertigteilwerk realisierbar. Das Fertigteilwerk selbst hat die 91-Tage-Betonsorte in der Erstprüfung nachgewiesen und stellt laufend die Konformität sicher. Die Fertigteile könnten nach der Herstellung noch bis zu drei Monate auf Lager liegen und erst dann ausgeliefert und eingebaut werden. Erforderlich wären ein entsprechender Bestell- und Planungsvorlauf sowie die Vorhaltung von Lagerkapazitäten. Eine Optimierung der frühen Festigkeitsentwicklung wegen des in der Regel schnellen Aushubs aus der Schalung ist allerdings erforderlich.
- **Technische Baubestimmungen:** Als weiteres technisches Erfordernis für den Nachweis der Druckfestigkeit in höherem Prüfalter als 28 Tage (im Sinne der MVV TB 2023/1, Anlage A 1.2.3/4, Satz 5) [10]) ist zukünftig auch die Verbesserung der Nachhaltigkeit und die Reduktion des CO₂-Fußabdrucks zu akzeptieren.

3.3 Beispiel Beton: Zonierte Bauweise

Insbesondere bei dickeren horizontalen Bauteilen (zum Beispiel Bodenplatten mit $h \geq 60$ Zentimetern) kann es sinnvoll sein, verschiedene Betonsorten in verschiedenen Bauteilzonen einzubauen, um Zementmen-

gen (beziehungsweise Klinkeranteile) und damit CO₂ oder gegebenenfalls natürliche Gesteinskörnung einzusparen. Bei der horizontalen oder vertikalen Zonierung wird das Prinzip verfolgt, Beton bedarfs- und leistungsorientiert zielgerichtet möglichst nur in jenen Zonen einzubauen, wo er auch tatsächlich technisch benötigt wird, zum Beispiel aus Gründen der Standsicherheit oder der Dauerhaftigkeit (verschiedene Anforderungen an Betonrandzonen aus Expositionsklassen). Grundsätzlich sollte bereits bei der Entwurfsplanung geprüft werden, welche Optimierungsmöglichkeiten sich in Bezug auf eine Zonierung der Betonbauteile ergeben.

3.4 Betonstahl: Entwurfsgrundsatz EGS-c als Standard für Risskonzepte

In den deutschen Regelwerken werden für zwei Anwendungsfälle konkrete zulässige rechnerische Rissbreiten angegeben, bei deren planerischen Umsetzung keine zusätzlichen Maßnahmen zur nachträglichen Abdichtung oder Behandlung der auftretenden Risse erforderlich werden:

- im Nationalen Anhang zu Eurocode 2 [9] für die Dauerhaftigkeit,
- In der DAfStb-WU-Richtlinie [11] für die Begrenzung des Wasserdurchtritts durch Selbstheilung der Trennrisse.

Die dafür in der Regel berechnete Bewehrung nach dem Entwurfsgrundsatz EGS-b (geringe Rissabstände mit geringen Rissbreiten) hat sich unter anderem wegen dieser einfachen Berechnungsvorgaben in der Praxis weit verbreitet. Die auf Grundlage dieser berechneten Rissbreiten entstehenden Risse dürfen nämlich nach ihrem Entstehen unbehandelt bleiben (Ausnahme: direkt befahrene Verkehrsflächen in der Expositionsklasse XD3).

Die vorgenannten rechnerischen Rissbreiten brauchen jedoch im üblichen Hochbau immer dann nicht eingehalten zu werden, wenn breitere Risse nach ihrem Auftreten während der gesamten planmäßigen Nutzungsdauer des Betontragwerks im Rahmen der planmäßigen In-

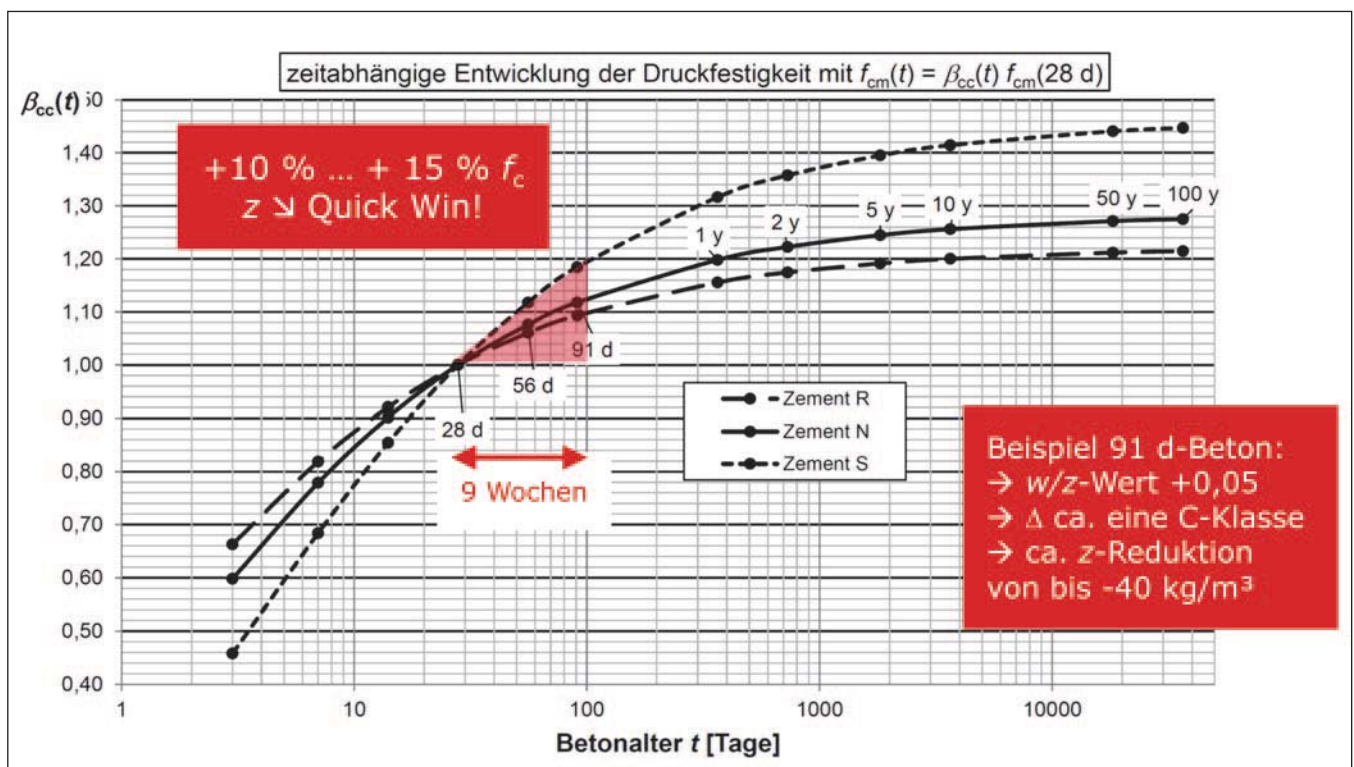


Abb. 7: Nacherhärtung Beton – theoretische Prognose der Laborwerte nach DIN EN 1992-1-1:2011-01, Gl. (3.1) [8].

standhaltung regelgerecht geschlossen beziehungsweise abgedichtet werden – außer in Expositions-kategorie XC1, wo breitere Risse offen bleiben dürfen, wenn keine Anforderungen an das Erscheinungsbild existieren.

Das entspricht dem Entwurfsgrundsatz EGS-c, der auch im DAfStb-Heft 600, Teil 1 [12] allgemein für alle Anwendungen aufgenommen und erläutert wird. Voraussetzung: Die Zugänglichkeit zu planmäßig nachträglich zu schließenden Rissen muss nach deren Auftreten und vor weiterer Exposition gegeben sein.

Zur weiteren Verringerung der Rissanzahl und Risslänge müssen beim EGS-c geeignete konstruktive, betontechnische und ausführungstechnische Maßnahmen geplant und umgesetzt werden. Dies gelingt nur dann, wenn der EGS-c sehr früh im Planungsprozess (möglichst in der Entwurfsphase) verbindlich festgelegt wird und wenn der Planer vor allem die erforderlichen konstruktiven Maßnahmen vorsieht. Der EGS-c kann auch konterkariert werden, wenn bei hochbeanspruchten Bauteilen die statisch erforderliche Bewehrung dominiert und auch in Sollrissfugen nicht unterbrochen oder stark reduziert werden kann.

Durch die geringeren Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreite beim EGS-c verringert sich die erforderliche Bewehrungsmenge signifikant. Rechnerische Rissbreiten von zum Beispiel 0,5 bis 1,0 Millimeter mit EGS-c sind ohne Weiteres denkbar. Eine Verdoppelung der rechnerischen Rissbreite von zum Beispiel 0,4 auf 0,8 Millimeter bei Innenbauteilen kann zu etwa dreißig Prozent Einsparung an rissbreitenbegrenzender Bewehrung infolge von Zwang führen.

Je breitere Risse entstehen, umso zielsicherer kann eine regelgerechte Rissverfüllung erfolgen (vgl. zum Beispiel TR Instandhaltung, Teil 1, Tabelle 14: Füllstoffspezifische Verwendungsbedingungen für Rissfüllstoffe ([13]). Nach einer regelgerechten Rissverfüllung sind die Bauteile wieder quasi-rissfrei und damit neuwertig.

Mit dem Bauherrn beziehungsweise den späteren Nutzern muss – am besten schon im Rahmen der Bedarfsplanung – die Akzeptanz für planmäßige Rissbehandlungen vor und gegebenenfalls während der geplanten Nutzungsdauer erreicht werden. Wenn die Betonflächen nach der Rissbehandlung nicht durch Bekleidungen oder Beläge abgedeckt werden, führt die planmäßige Rissbehandlung in der Regel zu optischen Auffälligkeiten (austretender Rissfüllstoff, Rissbandagen und so weiter).

3.5 Betonstahl: hochfester Betonstahl

Der Anwendungsbereich für Betonstahl in tragenden Bauteilen wurde vereinfacht im Nationalen Anhang des Eurocode 2 [9] mit Bezug auf die Betonstahlnorm DIN 488 [14] und allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) auf den Regelfall B500 eingeschränkt.

Die Verwendung hochfester Betonstähle mit Streckgrenzen größer als 500 N/mm² kann bei vielen Bauvorhaben zu einer relevanten Stahlein-sparung führen. Derzeit darf höherfester Betonstahl nur mit allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) und allgemeinen Bauartge-nehmigungen (aBG) verwendet werden. Aktuell gelten in Deutschland die abZ/aBG gemäß **Tabelle 1**.

Die Bemessungsreserve bei Verwendung hochfester Betonstähle B600 und B700 im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann (siehe **Abb. 8**) mit +20 bis +40 Prozent abgeschätzt werden. Im aktuellen Eurocode 2 [8] gelten die Bemessungs- und Konstruktionsregeln bis zur Betonstahl-festigkeitsklasse B600 (zukünftig bis B700). Wenn Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) maßgebend werden (Rissbreitenbegrenzung oder Durchbiegung), kann der Einspareffekt allerdings wieder reduziert werden.

Die Mehrkosten für den B670B im Vergleich zu B500B betragen etwa das Anderthalbfache bis das Doppelte (Materialpreise geschätzt, Stand Januar 2022). Die Biege- und Verlegekosten reduzieren sich zwar um die entsprechend eingesparte Bewehrungsmenge, können aber die Mehrkosten des Materials derzeit nicht ausgleichen.

Die Mehrkosten für den B700B NR im Vergleich zu B500B betragen das etwa Fünffache (Materialpreise geschätzt, Stand Juni 2022). Dem-gegenüber stehen Einsparungen bei der Stahlmenge und die mögliche Reduktion der Betondeckung für die Dauerhaftigkeit bei nichtrostendem Betonstahl.

3.6 Optimierung von Deckensystemen

Die Optimierung der Geschossdecken im Hinblick auf ihre Umweltver-träglichkeit hat weitreichende Auswirkungen. Die Reduktion des Be-tonverbrauchs führt nicht nur zu einer Verringerung des CO₂-Ausstoßes (vgl. **Abb. 2**). Durch die Reduktion des Betonverbrauchs reduziert sich auch das Eigengewicht der Struktur. Somit wird eine Optimierung der lastabtragenden Strukturen ermöglicht. Stützen und Wände können gegebenenfalls schlanker ausgebildet werden. Dies gilt nicht zuletzt auch für die Gründung. Durch eine geringere Belastung auf die Fun-damente, können diese unter Umständen ebenfalls weniger massiv oder unbewehrt geplant werden.

Die Folgen einer treibhausgasreduzierten Planung von Geschoss-decken lassen sich wie folgt aufzählen:

- Ressourceneinsparung (zum Beispiel geringerer Materialver-brauch),
- logistische Vorteile für die Baustelle (zum Beispiel weniger zu be-wegende Massen),
- statische Vorteile (zum Beispiel geringere Lasten, eventuell Vorteile des Leichtbaus nutzbar).

abZ/aBG	Betonstahlprodukt	Hersteller	Gültig bis
Z-1.1-267	SAS 670/800 GEWI	Stahlwerk Annahütte	04.04.2026
Z-1.5-268	SAS 670/800 Muffen/Verankerungen		04.04.2026
Z-1.1-285	Stahlbetonbauteile unter Verwendung des hochfesten Bewehrungssystems SAS 670/800		15.05.2024
Z-1.1-305	Stahlbetonbauteile unter Verwendung des hochfesten Bewehrungssystems OTB 670	Liberty Steel Ostrava	26.06.2028
Z-1.4-261	B700B NR (mit $E_s = 200$ GPa)	Scheibinox	03.09.2023
Z-1.4-272	B670B NR (mit $E_s = 180$ GPa)	Steeltec	15.02.2028

Tabelle 1: Aktuelle abZ/aBG für hochfeste Beton-stähle (unlegiert/nichtrostend)

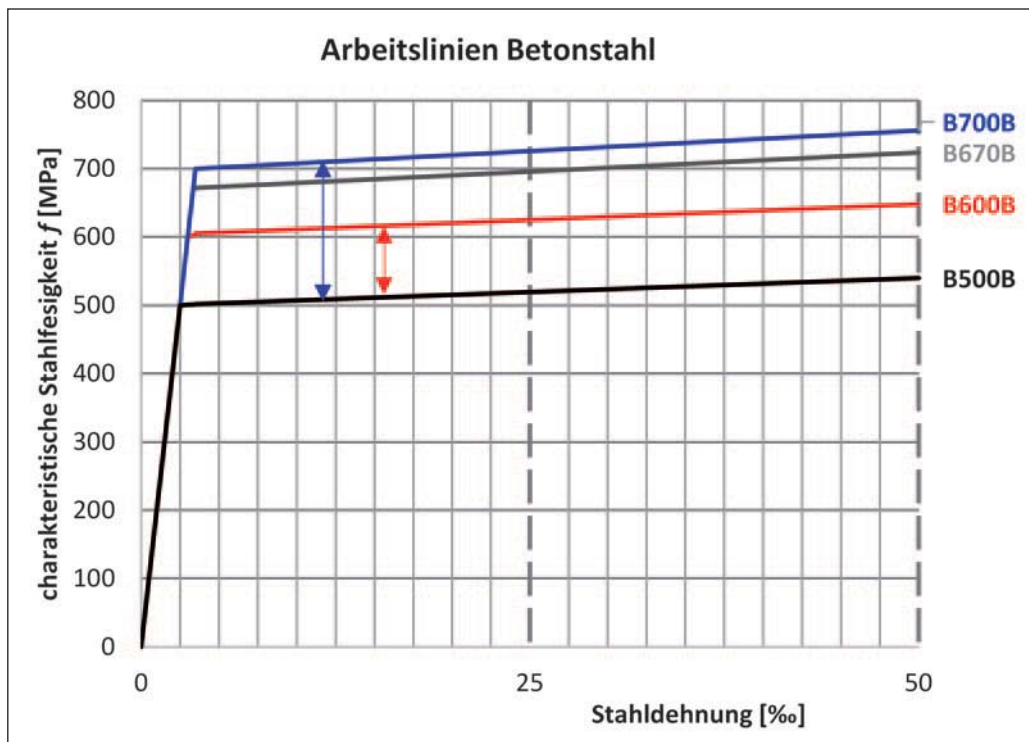


Abb. 8: Bilineare Bemessungsdiagramme für duktile Betonstähle im Sinne von Eurocode 2 [8] und nach abZ/aBG

Ein gutes Beispiel für diese Herangehensweise sind Geschossdecken aus Spannbetonhohlplatten. Spannbetonhohlplatten sind Betonfertigteile, welche über die Plattenlänge durchlaufende Hohlkammern besitzen und abweichend vom Eurocode 2 ausschließlich mit Spannstahl bewehrt sind. Somit wird nicht nur der Betonquerschnitt reduziert, sondern auch die Bewehrung optimiert (Betonstahlbewehrung entfällt). Die im Fertigteilwerk hergestellten Platten werden vor Ort auf der Baustelle verlegt und zu einer Deckenscheibe durch umlaufende Ortbetonringanker und Fugenbetonverguss gegebenenfalls mit Fugenbewehrung zusammengefügt. Zusammen mit den Auflagerbauteilen (starr oder biegeweich) bilden diese dann ein Deckensystem.

Neben der Einsparung von Baustoffen haben Spannbetonhohlplatten noch weitere Vorzüge. So ist eine Verkürzung von Rohbauzeiten, die Einsparung von Rüst- und Schalungsmaterial oder eine Platzersparnis durch vergleichsweise geringe Deckenhöhen möglich. Allerdings sind dem System auch Grenzen gesetzt.

Um die Betonmenge im Deckenquerschnitt zu reduzieren, wurden auch Deckensysteme mit geschlossenen oder offenen Hohlraumbildnern entwickelt. Es werden entweder Verdrängungskörper verwendet, die anschließend in der Decke verbleiben, oder es kommen Schalsysteme zum Einsatz, mit denen die Ausführung von Kassettendecken ermöglicht wird.

Die Hohlraumbildner führen zu einem geringeren Ressourcenverbrauch und damit zu geringeren Treibhausgasemissionen. Allerdings ist gegenüber Stahlbetonplattendecken ein deutlich höherer Aufwand in der Herstellung zu verzeichnen. Auch werden die Hohlraumbildner oftmals aus Kunststoff hergestellt, welcher beim späteren Recyceln zu Mehraufwand beim Separieren führen wird.

Eine weitere Möglichkeit der Einsparung von Beton besteht in der Anordnung von Decken mit Holz-Beton-Verbund (HBV-Decken). Inwieweit jedoch der vermehrte Einsatz von Holz als Betonersatz dem Ziel eines nachhaltigen Bauens entspricht, ist umstritten und noch nicht abschließend geklärt.

Als Ergebnis der bisherigen Betrachtungen können folgende Maßnahmen bei der Optimierung von Deckensystemen als Aspekte mit maßgeblichem Einfluss auf die Ökobilanzierung genannt werden:

- Betonmenge im Querschnitt reduzieren,
- erforderliche Betonmenge ökologisch optimieren,
- Bewehrungsmenge optimieren,
- Spannweiten begrenzen (Biegung verursacht CO_2),
- CO_2 -Fußabdruck von Deckensystemen bereits im Entwurfsstadium evaluieren,
- Vorfertigungsmöglichkeiten nutzen.

3.7 Umweltproduktdeklarationen (EPD)

Um Bauprodukte und Baustoffe hinsichtlich ihres Einflusses auf die Umwelt bewerten zu können, wird meist auf ihr Treibhauspotenzial (*global warming potential*, GWP) zurückgegriffen. Das Treibhauspotenzial gibt den äquivalenten CO_2 -Ausstoß für den jeweiligen Baustoff oder das jeweilige Bauteil an. Es wird produktabhängig pro Gewichts-, Volumen-, Flächen- oder Längeneinheit angegeben und kann entsprechenden Umweltproduktdeklarationen (*environmental product declaration*, EPD) entnommen werden.

Die Umweltproduktdeklarationen werden aktuell gemäß DIN EN 15804 [14] erstellt und von verschiedenen privatrechtlichen Stellen ausgegeben. Für die einzelnen Lebenszyklusphasen enthalten sie in differenzierter Weise die zugehörigen GWP-Werte. Diese Daten können unter anderem auf der Plattform *Ökobaadat* [15] heruntergeladen werden. Die Daten dieser Plattform sind als generische, repräsentative, durchschnittliche oder spezifische Datensätze zu verstehen und weichen naturgemäß von konkreten produktbezogenen EPD der Hersteller ab (vgl. auch DBV-Heft 50, Band 2, Anhang A, [3]).

Für die Erstellung einer Ökobilanz (*life cycle assessment*, LCA) ist es erforderlich, eine Mengenermittlung nach der Bemessung durchzuführen. Sind die jeweiligen Mengen bekannt, kann auf einfachstem Wege durch Multiplikation mit den zugehörigen GWP-Werten eine CO_2 -Gesamtbilanz erstellt werden.

4 Literatur

- [1] Bundes-Klimaschutzgesetz vom 12. Dezember 2019 (BGBl. I S. 2513); geändert durch Artikel 1 des Gesetzes vom 18. August 2021 (BGBl. I S. 3905)
- [2] DBV-Heft 50 Nachhaltiges Bauen mit Beton – Band 1: Nachhaltiges Bauen mit Beton – Graue Emissionen und Lösungsansätze zum Klimaschutz; Hrsg.: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Berlin Februar 2023
- [3] DBV-Heft 50 Nachhaltiges Bauen mit Beton – Band 2: Quick Wins für den Klimaschutz; Hrsg.: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Berlin November 2022
- [4] Bechmann, R.; Weidner, S.: Graue Emissionen im Bauwesen – Bestandsaufnahme und Optimierungsstrategien; – in: [2]
- [5] E DIN EN 15978-1:2021-09: (Entwurf) Nachhaltigkeit von Bauwerken – Methodik zur Bewertung der Qualität von Gebäuden – Teil 1: Umweltqualität; Deutsche und Englische Fassung prEN 15978-1:2021
- [6] The Institution of Structural Engineers: How to calculate embodied carbon; englische Fassung: 2nd Edition März 2022
- [7] DIN 1045-1000:2023-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1000: Grundlagen und Betonbauqualitätsklassen (BBQ)
- [8] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [9] DIN EN 1992-1-1:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12: Änderung A1
- [10] Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB); Hrsg.: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Ausgabe 2023/1
- [11] DAfStb-Richtlinie:2017-12: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie); Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
- [12] DAfStb-Heft 600, Teil 1: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA. Ausgabe November 2020
- [13] DIBt-Technische Regel Instandhaltung von Betonbauwerken (TR Instandhaltung): 2020-05: – Teil 1: Anwendungsbereich und Planung der Instandhaltung; – Teil 2: Merkmale von Produkten oder Systemen für die Instandsetzung und Regelungen für deren Verwendung
- [14] DIN EN 15804:2022-03: Nachhaltigkeit von Bauwerken – Umweltproduktdeklarationen – Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte; Deutsche Fassung EN 15804:2012+A2:2019 + AC:2021
- [15] Ökobaudat-Datenbank; Hrsg.: Bundesministerium für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (BMWSB). <https://www.oekobaudat.de>

Anwenderfreundlichere Regelungen zu den Einwirkungen aus Kranbetrieb im Norm-Entwurf prEN 1991-3

Der Norm-Entwurf wird mit Blick auf die Änderungen gegenüber DIN EN 1991-3:2010 vorgestellt und kann im März 2024 von der Fachöffentlichkeit kommentiert werden

Die europaweit vereinheitlichte Norm EN 1991-3 regelt die Einwirkungen auf Tragwerke des Bauwesens infolge von Kranen, die sich auf ortsfesten Bahnen bewegen, und infolge von ortsfesten Maschinen. Die aktuelle Norm aus 2010 wurde in den letzten Jahren grundlegend überarbeitet, um deren Anwenderfreundlichkeit zu verbessern. Der folgende Beitrag stellt die Grundzüge des Norm-Entwurfs prEN 1991-3:2024 vor, wobei auf vier der wichtigsten Änderungen im Hauptteil sowie auf die Neuerungen in den drei informativen Anhängen näher eingegangen wird. Augenblicklich wird die deutsche Übersetzung des Norm-Entwurfs erarbeitet, die im März 2024 im Rahmen des sogenannten CEN-Enquiry von der Fachöffentlichkeit kommentiert werden kann.

1 Einführung

Bereits 2012 erteilte die Europäische Kommission dem Europäischen Komitee für Normung (CEN) das Mandat M/515 zur Entwicklung der nächsten Eurocode-Generation. Die bestehenden Eurocodes (einschließlich EN 1991-3 [1]) sollen hierbei in der Verantwortung des Technischen Komitees 250 *Structural Eurocodes* (CEN/TC 250) in Hinblick auf zum Beispiel neue Methoden, neue Werkstoffe und neue gesetzliche Anforderungen aktualisiert werden. Zu den Hauptzielen der Überarbeitung zählen eine Verbesserung der Anwenderfreundlichkeit (*ease of use*) mit Blick auf den wichtigen Benutzerkreis der praktisch tätigen, gut ausgebildeten und erfahrenen Bauingenieurinnen und Bauingenieure und eine Reduzierung der Anzahl der national festgelegten Parameter (Nationally Determined Parameter, NDP) durch eine verbesserte Harmonisierung.

Für die Überarbeitung der europaweit vereinheitlichten Norm EN 1991-3 [1] zur Regelung der Einwirkungen aus Kranen und Maschinen, die in Deutschland im Jahr 2010 als DIN EN 1991-3 [2] erschienen ist und von allen Bundesländern bauaufsichtlich als technische Baubestimmung eingeführt worden ist, war die Projektgruppe SC1.T11 zuständig. Diese Projektgruppe (*project team*) nahm ihre Arbeit 2018 auf und hat sie mit der Vorlage eines Schlussmanuskripts im Februar 2022 abgeschlossen. Das Schlussmanuskript wurde von der zuständigen europäischen Arbeitsgruppe CEN/TC 250/SC 1/WG 7 beraten und kommentiert und im Juni 2023 vom zuständigen CEN/TC 250-Unterausschuss SC 1 als technisch ausreichend angenommen (Technical Approval [3]). In Kürze wird daher der Norm-Entwurf prEN 1991-3 [4] an CEN/TC 250 zur Vorbereitung des *CEN-Enquiry* übergeben. Zu dieser Vorbereitung gehört zum Beispiel die Erstellung einer autorisierten deutschen Übersetzung durch das Deutsche Institut für Normung (DIN).



Prof. Dr.-Ing. Mathias Euler

leitet das Fachgebiet Stahl- und Holzbau der BTU Cottbus-Senftenberg, ist Mitglied des DIN-Ausschusses *Einwirkungen auf Bauten* und der Arbeitsgruppe CEN/TC 250/SC 1/WG 7 (Evolution of EN 1991-1-1, EN 1991-1-6, EN 1991-1-7 and EN 1991-3) und er war Mitglied des Project Teams SC1.T11 für die Überarbeitung von EN 1991-3.

Über die Verabschiedung des Norm-Entwurfs als europäische Norm entscheiden schlussendlich die CEN-Mitgliedsländer in mehreren Schritten: CEN-Enquiry mit Möglichkeit zur technischen Kommentierung durch die Fachöffentlichkeit und geplantem Start im März 2024 und *Formal Vote* mit geplantem Start im Oktober 2025. Die anschließende Übernahme ins nationale Normenwerk zusammen mit einem Nationalen Anhang liegt in der Hand des jeweiligen Mitgliedslands.

2 Notwendigkeit zur Überarbeitung von DIN EN 1991-3:2010

Die originäre Aufgabe von DIN EN 1991-3 [2] besteht in der Bereitstellung von Regeln, die eine sichere und unmissverständliche Informationsübergabe hinsichtlich der aus einem Kran resultierenden Lasten auf die Kranunterstützende bauliche Anlage garantieren, damit für diese Kranunterstützung eine Eurocode-Bemessung durchgeführt werden kann. Bei den unterstützenden baulichen Anlagen handelt es sich zum Beispiel um die Kranbahnen (siehe Abb. 1 a, Zeiger 2) eines Laufkrans (1) und um alle Bauteile (3), die wiederum die Kranbahnen unterstützen. Mit anderen Worten: Durch DIN EN 1991-3 [2] wird die Informationsübergabe an der Schnittstelle zwischen Maschinenbau (Kran) und Bauwesen (Kranbahn) geregelt.

Da die derzeitigen Regelungen von DIN EN 1991-3 [2] häufig zu Problemen und Missverständnissen in der Praxis führen, war eine tiefgreifende Überarbeitung unumgänglich. Die derzeitigen Probleme entstehen dadurch, dass die Norm nicht ausschließlich die Lastübergabe vom Maschinenbau an das Bauwesen regelt, sondern auch Festlegungen zur Lastermittlung enthält. In der Folge kommt es in der Praxis zu Widersprüchen, wenn zum Beispiel die Einwirkungen aus einem Brückenkran für die Bemessung von dessen Kranbahnen entweder nach DIN EN 1991-3 [2] oder nach der entsprechenden Produktnorm [5] des Maschinenbaus berechnet werden. Welche Einwirkungen sind in einem solchen Fall der Kranbahnbemessung nach Eurocode zugrunde zu legen? Zur Ursache dieser Widersprüche bedarf es einer kurzen Erläuterung.

Vor Einführung der Eurocodes im Jahr 2010 war es in Deutschland langjährige bewährte Praxis im Bauwesen, die Kranbahnbemessung nach DIN 4132 [6] mit den Lasten des Kranherstellers durchzuführen. Der Kranhersteller ermittelte die Kranlasten nach den Regeln des Maschinenbaus (DIN 15018-1 [7]) und übernahm für deren Richtigkeit die Ver-

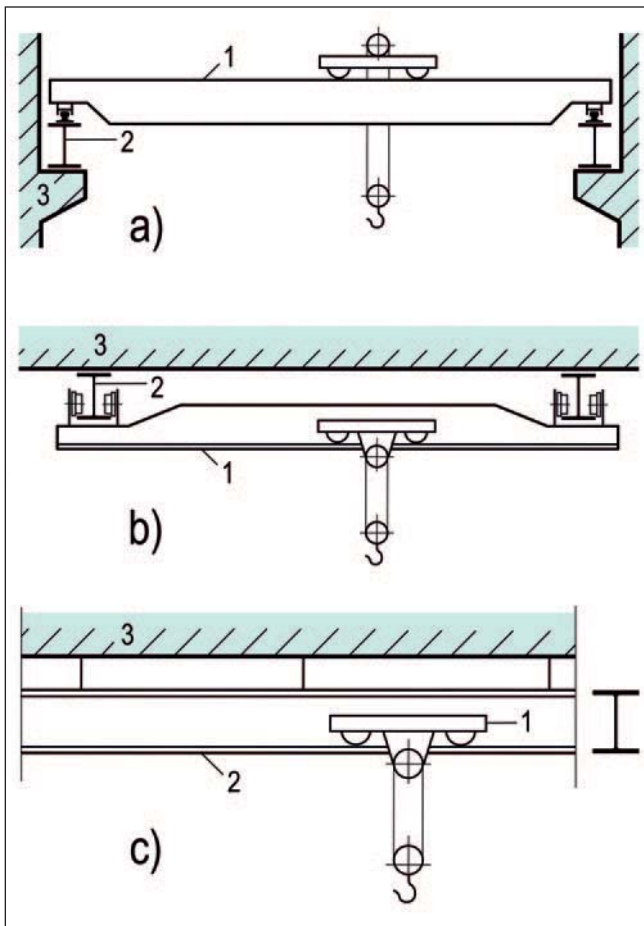


Abb. 1: Krantypen im aktuellen Anwendungsbereich von DIN EN 1991-3 [2]: a) Laufkran, b) Hängekran, c) Einschienenlaufkatze (einfachste Form eines Krans)

Legende: 1 = Kran, 2 = Kranbahn, 3 = Kranbahnunterstützung
(Hinweis: Unterschiedliche Maßstäbe in den Teilbildern)

antwortung. Aus diesem Grund gab es für das Bauwesen keine eigenständige Kranlastnorm. Für den Fall eines älteren Bestandskrans, für den keine Kranlasten nach damals gültiger Norm vorlagen, oder für Vorbemessungszwecke der Kranbahn veranschaulichte ein Beiblatt [8] zu DIN 4132 die Anwendung der Maschinenbauregeln zur Bestimmung der Kranlasten ausgewählter, häufig vorkommender Krantypen.

Die derzeit gültige Einwirkungsnorm DIN EN 1991-3 [2] wurde in den 1990er Jahren von einer Projektgruppe im CEN/TC 250/SC 1 in enger Abstimmung mit den Normungsgremien des Kranbaus (CEN/TC 147) erarbeitet [9]. In DIN EN 1991-3 [2] wurden dabei Regeln zur Ermittlung der Kranlasten für ausgewählte Krantypen aufgenommen, die zum Zeitpunkt der Übernahme mit dem Stand der Technik im Maschinenbau, der sich im damaligen Norm-Entwurf prEN 13001-2:1997 [10] widerspiegelt, übereinstimmen.

Nach 2000 wurden jedoch die Regeln des Kranbaus sukzessive weiterentwickelt und daher modifiziert, was im Normungsprozess des Maschinenbaus wesentlich schneller möglich ist, während die Regeln in DIN EN 1991-3 [2] bis heute unverändert geblieben sind. Dadurch entstanden Diskrepanzen. Als Beispiel soll die Ermittlung des dynamischen Vergrößerungsfaktors Φ_5 genannt werden, der die dynamischen Effekte aus der Beschleunigung der Kranantriebe erfasst. Im Vergleich zu DIN EN 1991-3 [2] erfolgt die Ermittlung dieses Vergrößerungsfaktors durch die aktuelle Produktnorm für Brückenkranen [5] detaillierter durch die Erfassung einer größeren Anzahl von Einflüssen.

3 Änderungen im Norm-Entwurf prEN 1991-3:2024

3.1 Wesentliche Grundzüge der Überarbeitung

Die Überarbeitung von DIN EN 1991-3 [2] verfolgte vorrangig das Ziel, den Fokus wieder auf die normative Lastübergabe vom Maschinenbau an das Bauwesen zu legen, um sich widersprechende Festlegungen zur Lastermittlung in den Regelwerken des Bauwesens und des Maschinenbaus im Sinne einer verbesserten Anwenderfreundlichkeit zu vermeiden. Daher werden durch den vorliegenden Norm-Entwurf lediglich die an das Bauwesen zu übergebenden Parameter der charakteristischen Einwirkungen auf die Kranunterstützung benannt. Zu diesen Parametern zählen zum Beispiel die Art, die Richtung, die Größe und der Angriffspunkt der einzelnen kraninduzierten Lastkomponenten und die dynamischen Vergrößerungsfaktoren.

Im Gegensatz zu DIN EN 1991-3 [2] enthält der vorliegende Norm-Entwurf keine normativen Berechnungsformeln zur Bestimmung kraninduzierter Einwirkungen mehr. Die Berechnung obliegt damit den für die Kranauslegung zuständigen Maschinenbauingenieuren, die über die notwendigen Informationen zur Ermittlung der Einwirkungen aus dem Kran verfügen. Im Gegensatz zu früher hängt heute die Größe der Einwirkungen aus Kranen wesentlich stärker von elektronischen Steuerungseinrichtungen ab, deren Wirkungsweise nur zuverlässig von Maschinenbauingenieuren bewertet werden kann. Als Beispiel sei an dieser Stelle der dynamische Vergrößerungsfaktor Φ_5 erwähnt, der die Schwinganregung des Krans beim Anheben einer unbehinderten Last vom Boden erfasst. Für die Bestimmung dieses Faktors ist die Einstufung des Kran-Hubwerks in eine sogenannte HD-Klasse nach DIN EN 13001-2 [11] erforderlich.

Ein wesentlicher Grundsatz des Norm-Entwurfs besteht darin, dass die nach den einschlägigen Regeln des Kranbaus berechneten einzelnen Lastreaktionen des Krans (zum Beispiel die Radlasten) als ständige, veränderliche oder außergewöhnliche Einwirkung für eine Eurocode-Bemessung der Kranunterstützung zu klassifizieren und zu übergeben sind. Dieser Grundsatz hat fundamentale Bedeutung, da abweichend von DIN EN 1990 [12] im Kranbau die Lasten den Kategorien *regelmäßig*, *nicht regelmäßig* oder *außergewöhnlich* gemäß DIN EN 13001-2 [11] zugeordnet werden (siehe Abb. 2).

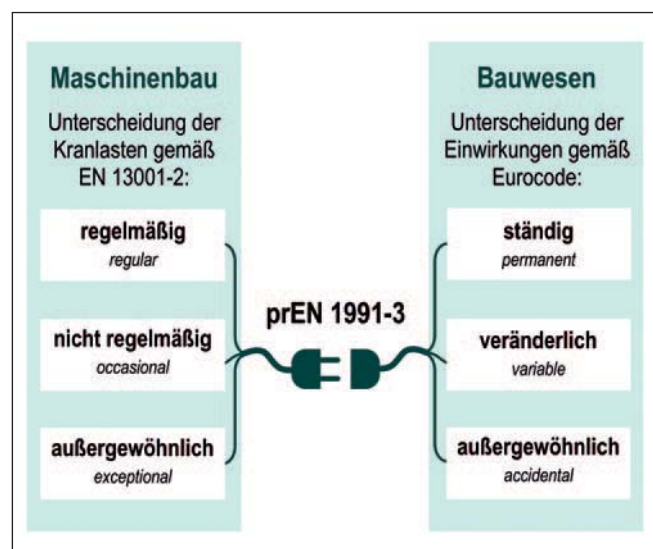


Abb. 2: Eurocodekonforme Lastübergabe an der Schnittstelle zwischen Maschinenbau und Bauwesen durch den Norm-Entwurf prEN 1991-3:2024

3.2 Änderungen im Hauptteil

Die erste offensichtliche Änderung des Norm-Entwurfs prEN 1991-3 [4] im Vergleich zu DIN EN 1991-3 [2] ist eine neue Gliederung (siehe **Tabelle 1**). Neu sind die beiden zusätzlichen Abschnitte, die nach dem Anwendungsbereich eingeschoben wurden und die die normativen Verweise beziehungsweise die Begriffe, Definitionen und Symbole zusammenfassen. Hierbei handelt es sich um eine grundsätzliche Änderung, die alle Eurocodes betrifft. Außerdem verfügt der Norm-Entwurf anstelle von bisher zwei nun über drei Anhänge A bis C (siehe **Tabelle 2**), die alle informativen Charakter besitzen.

Neben den genannten redaktionellen Änderungen im Aufbau und der Gliederung des Norm-Entwurfs gibt es eine Reihe wesentlicher technischer Änderungen im Hauptteil und in den Anhängen, die im Folgenden kurz zusammengefasst werden.

Im Hauptteil sind die folgenden vier wesentlichen Änderungen hervorzuheben:

3.2.1 Der Anwendungsbereich von DIN EN 1991-3 [2] umfasst zurzeit die Einwirkungen auf Tragwerke des Bauwesens, die durch sich auf ortsfesten Bahnen bewegende Krane beziehungsweise durch ortsfeste Maschinen hervorgerufen werden. Einwirkungen infolge beweglicher Maschinen (im weiteren Sinne: Fahrzeuge), die sich ohne Bindung an ortsfest installierte Bahnen innerhalb baulicher Anlagen frei bewegen können, fallen nicht in den Anwendungsbereich von DIN EN 1991-3 [2], sondern sind durch die Nutzlasten gemäß DIN EN 1991-1-1 [13], wie zum Beispiel für einen Gabelstaplerverkehr, oder durch die Verkehrslasten auf Brücken gemäß DIN EN 1991-2 [14] zu erfassen. (Hinweis: Auf die Einwirkungen infolge ortsfester Maschinen wird in diesem Beitrag nicht weiter eingegangen.)

Abs.	Titel
1	Anwendungsbereich
2	Normative Verweise
3	Begriffe, Definitionen und Symbole
4	Grundlagen der Bemessung
5	Klassifizierung der Einwirkungen infolge von Kranen, die sich auf ortsfesten Kranbahnen bewegen, und infolge von Maschinen
6	Einwirkungen infolge von Kranen, die sich auf ortsfesten Kranbahnen bewegen
7	Einwirkungen infolge ortsfester Maschinen

Tabelle 1: Gliederung des Hauptteils von prEN 1991-3:2024 [4]
(Deutsche Übersetzung des Autors)

Anhang	Titel
A	Hinweise zur Kranklassifizierung für die Ermüdungs-bemessung der Kranunterstützung
B	Hinweise zur vereinfachten Berechnung der Einwirkungen infolge ausgewählter Brückenkrane
C	Einwirkungen durch Wandlaufkrane

Tabelle 2: Übersicht zu den informativen Anhängen von prEN 1991-3:2024 [4]
(Deutsche Übersetzung des Autors)

Dieser auf den ersten Blick weitgefaste Anwendungsbereich wird allerdings durch die Bilder und Abs. 2.1 (1) von DIN EN 1991-3 [2] eingegrenzt, sodass von den Kranen auf ortsfesten Kranbahnen lediglich folgende Krantypen behandelt werden:

- Brückenkran in Form eines Laufkrans (**Abb. 1 a**),
- Brückenkran in Form eines Hängekrans (**Abb. 1 b**),
- Einschienenlaufkatze (**Abb. 1 c**).

In der Praxis gibt es jedoch darüber hinaus noch eine Reihe weiterer, häufig vorkommender Krantypen, die sich ebenfalls auf entsprechenden ortsfesten Bahnen (als Bestandteil baulicher Anlagen) bewegen. Hierzu zählen zum Beispiel Halbportalkrane (**Abb. 3 a**) und Wandlaufkrane (**Abb. 3 b**), die hinsichtlich ihres Tragverhaltens und ihrer Auflagerreaktionen mit den drei oben genannten Krantypen nur bedingt oder gar nicht vergleichbar sind. Mit Blick auf eine Eurocode-Bemessung der Unterstützung für die Krantypen in **Abb. 3** fehlen in DIN EN 1991-3 [2] bislang Regeln für die Einwirkungen. Zur Verbesserung der Anwenderfreundlichkeit besitzt daher der Norm-Entwurf prEN 1991-3 [4] einen erweiterten Anwendungsbereich und schließt ausdrücklich die Einwirkungen aus Halbportal- und Wandlaufkranen mit ein.

Von einer kompletten Öffnung des Anwendungsbereichs für die Einwirkungen infolge aller Krantypen (wie zum Beispiel auch infolge von Turmdrehkranen) wurde aus folgenden Gründen abgesehen:

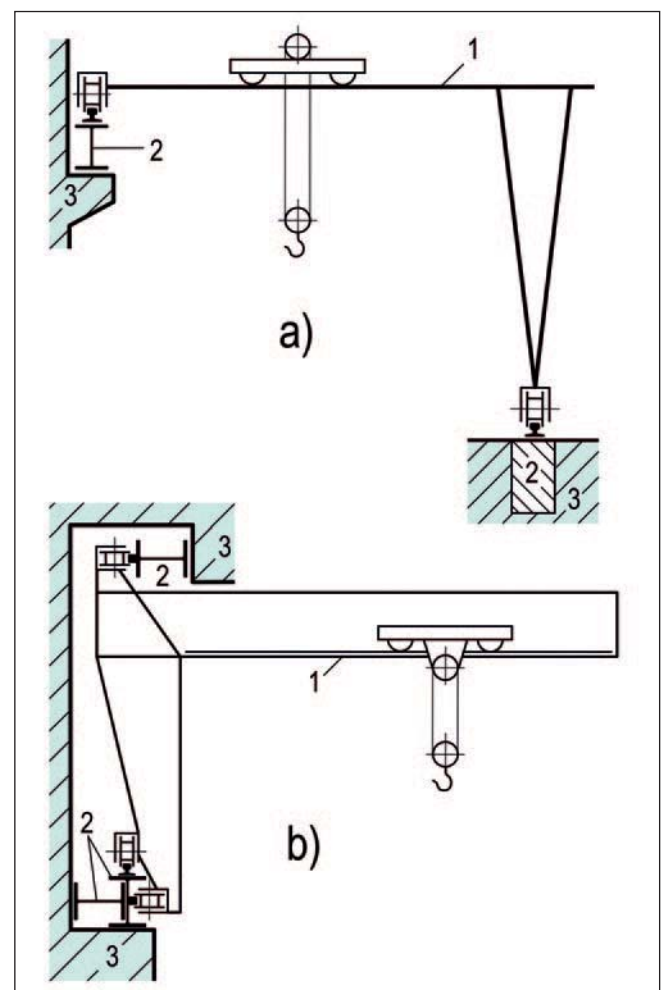


Abb. 3: Zusätzliche Krantypen im erweiterten Anwendungsbereich von prEN 1991-3:2024 [4]: a) Halbportalkran, b) Wandlaufkran
Legende: 1 = Kran, 2 = Kranbahn, 3 = Kranbahnunterstützung
(Hinweis: Unterschiedliche Maßstäbe in den Teilbildern)

- Krane sind zu vielfältig und unterscheiden sich zu stark in ihrer Lastcharakteristik, als dass ihre Einwirkungen in einer einzelnen Norm behandelt werden können. Diese Vielfältigkeit spiegelt sich zum Beispiel auch auf der Seite des Kranbaus in unterschiedlichen Produktnormen wider.
- Die Einwirkungen aus Kranen, die nicht durch eine bauliche Anlage unterstützt werden, erfordern keine Regelung im Rahmen der Eurocodes.

Zur Verdeutlichung des zweiten Arguments wird in einem ersten Beispiel ein Turmdrehkran für die Errichtung eines Gebäudes betrachtet, dessen Fundament vom Gebäude unabhängig und temporär ist. Das heißt, das Fundament wird nicht Bestandteil des zu errichtenden Gebäudes, sondern am Ende der Bauphase wieder abgetragen. Zusammenfassend entstehen damit aus dem Turmdrehkran keine Einwirkungen auf das Gebäude, weder während noch nach Beendigung der Bauausführung, die einer Eurocode-Regelung bedürfen. Auch bei einer Öffnung des Anwendungsbereichs wäre EN 1991-3 in diesem Fall nicht einschlägig. Das Fundament ist nach Ansicht des Autors als Bestandteil des Turmdrehkrans zu betrachten. Der Kranhersteller hat durch entsprechende Nachweise die Standsicherheit des Krans einschließlich dessen Gründung gemäß Maschinenrichtlinie [15] zu gewährleisten.

In einem zweiten Beispiel wird ein Turmdrehkran für die Errichtung eines Gebäudes betrachtet, der während der Bauausführung von Teilen des zu errichtenden Gebäudes unterstützt wird. Die in diesem Fall entstehenden kraninduzierten Einwirkungen während der Bauausführung fallen in den Anwendungsbereich von DIN EN 1991-6 [16]. Wie im ersten Beispiel entstehen auf das fertiggestellte Gebäude keine Einwirkungen, die bei einer Öffnung des Anwendungsbereichs durch EN 1991-3 geregelt werden müssten.

Die Unterscheidung von Bau- und Nutzungsphase einer baulichen Anlage im zweiten Beispiel spiegelt die Herangehensweise des deutschen Bauordnungsrechts wider und ist unter anderem auch der Grund, warum die Norm DIN EN 1991-6 [16], in der die Einwirkungen während der Bauausführung geregelt werden, nicht Bestandteil der Technischen Baubestimmungen ist (vgl. MVV TB [17]). Die Einwirkungen während der Bauausführung sind für das fertiggestellte Gebäude aus Sicht des Bauordnungsrechts in der Regel bedeutungslos. Sie sind für andere Bereiche wie zum Beispiel für den Arbeitsschutz im Rahmen berufsgenossenschaftlicher Bestimmungen von Relevanz.

3.2.2 Durch den Norm-Entwurf prEN 1991-3 [4] wird für die in **Abb. 1** und in **Abb. 3** gezeigten Krantypen festgelegt, dass die charakteristischen Einwirkungen auf die Kranbahnen prinzipiell den charakteristischen Lastreaktionen des Krans gleichzusetzen sind (siehe **Abb. 4**). Die **Abb. 2** verdeutlicht allerdings auf anschauliche Weise, dass die Lastübergabe eine Eurocode-konforme Klassifizierung der kraninduzierten Einwirkungen erfordert. Die Notwendigkeit zur Klassifizierung der Einwirkungen wird durch den neuen Abschnitt 4 des Norm-Entwurfs prEN 1991-3 formuliert (vgl. **Tabelle 1**).

Der neue Abschnitt 4 des Norm-Entwurfs stellt auch sicher, dass die charakteristischen Kranlasten den grundsätzlichen Anforderungen nach DIN EN 1990 [12] entsprechen. Dieser Grundsatz ist nach Ansicht des Autors für alle charakteristischen Kranlasten erfüllt, die als Nennwerte gemäß einer Produktnorm auf Basis der grundlegenden Anforderungen der europäischen Maschinenrichtlinie [15] ermittelt werden, wie zum Beispiel DIN EN 15011 [5] für Brückenkranen. Im Anhang G zu [5] werden mit Bezug auf EN 1991-3 entsprechende Hinweise zur technischen Dokumentation der Kranreaktionen gegeben.

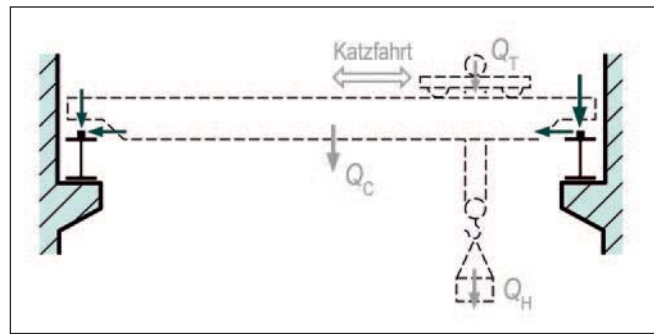


Abb. 4: Einwirkungen auf die Kranbahnen als Lastreaktionen des Krans infolge des Eigengewichts von Kranbrücke (Q_C) und Laufkatze (Q_T) sowie der Hublast (Q_H) bei unterschiedlicher Position der Laufkatze (schematische Darstellung)

3.2.3 Für den Fall, dass der technischen Datendokumentation des Krans keine genaueren Informationen zu entnehmen sind, enthält der vorliegende Norm-Entwurf prEN 1991-3 [4] anwenderfreundliche Vereinfachungen. Es werden zum Beispiel für Brückenkranen konservative Anhaltswerte für die dynamischen Vergrößerungsfaktoren bereitgestellt. In Hinblick auf eine vereinfachte Ermittlung der Horizontallasten aus Kranbetrieb wird außerdem auf Anhang B (siehe **Tabelle 2**) des Norm-Entwurfs verwiesen.

3.2.4 Der derzeitige normative Anhang A zu DIN EN 1991-3 [2], der für Kranbahnen ergänzende Regelungen zu den Grundlagen einer Bemessung nach DIN EN 1990 [12] enthält, wird zukünftig in den neuen Anhang A.5 zu prEN 1990 [18] integriert. Zu den ergänzenden Regelungen zählt zum Beispiel die Feststellung der Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte für die kraninduzierten Einwirkungen, die sich von den entsprechenden Beiwerten des allgemeinen Hochbaus unterscheiden. Die Bündelung der ergänzenden Regeln im neuen Anhang A.5 zu prEN 1990 [18] schafft Konsistenz innerhalb der Eurocodes, da diese Festlegungen, die die Bemessungsgrundlagen betreffen, in einer Einwirkungsnorm fehl am Platz sind.

3.3 Kranklassifizierung für die Ermüdungsbemessung der Kranunterstützung – Anhang A

Der Anhang A zum Norm-Entwurf prEN 1991-3 [4] entspricht in seiner Funktion dem derzeitigen Anhang B zu DIN EN 1991-3 [2] und enthält Anhaltswerte für die Klassifizierung von Brücken- und Portalkranen in Abhängigkeit von ihrer Arbeitsweise (siehe **Tabelle 3**). Zukünftig wird in eindeutiger Abgrenzung zur S-Klasse nach DIN EN 13001-1 [19], die die Ermüdungsbeanspruchung (Spannungsspektrum) eines Konstruktionsdetails beschreibt, durch Anhang A des Norm-Entwurfs die sogenannte C-Klasse (*crane class*) eingeführt, die die aus dem Kran resultierende Ermüdungseinwirkung (Lastspektrum) klassifiziert. Aktuell werden in DIN EN 1991-3 [2] missverständlicherweise „S-Klassen“ zur Klassifizierung der Ermüdungseinwirkungen von Kranbahnen infolge von Kranen definiert, wodurch jedoch die Trennung zwischen Ermüdungseinwirkung und Ermüdungsbeanspruchung verschwimmt.

Bei den C-Klassen handelt es sich um eine pauschale Klassifizierung, da diese Klassen – wie auch die derzeit verwendeten „S-Klassen“ nach DIN EN 1991-3 [2] – lediglich von der Anzahl der Kranarbeitsspiele und vom Kollektiv der Nutzlasten beziehungsweise der Hublasten (Q_H in **Abb. 4**) abhängen. Andere wesentliche Einflüsse auf die Einwirkungen der Kranbahnen (das heißt, die Radlasten in **Abb. 4**), zu denen das Eigengewicht des Krans (Q_C) und der Laufkatze (Q_T) sowie die Lastverlagerungen durch Katzfahrten gehören, werden durch die C-Klassen nicht erfasst. Diese Einflüsse werden zukünftig bei der Bemessung stählerner

Nr.	Krantyp	C-Klasse	Steifigkeitsklasse
1	Handbetriebene Krane	C0	HC1
2	Montage- und Wartungskrane, Aussetzbetrieb	C01	HC1, HC2
3	Fabrik- und Lagerkrane, Aussetzbetrieb	C2	HC2
4	Lagerkrane, Dauerbetrieb	C5	HC3, HC4
5	Werkstattkrane, Hakenbetrieb	C1	HC2, HC3
6	Papierfabrikkrane im Prozessbetrieb	C4	HC2–HC4
7	Krane in Stahlerzeugungsprozessen	C5	HC2–HC4

Anmerkung: Diese Tabelle basiert auf den Angaben zu den U-Klassen und Q-Klassen gemäß DIN EN 15011:2022, Tab. A.3 und empfiehlt eine konservative Klassifizierung.

Tabelle 3: Anhaltswerte für die Klassifizierung ausgewählter Brücken- und Portalkrane im Anhang A zu prEN 1991-3 [4]

(Deutsche Übersetzung des Autors)

Kranbahnen gegen Ermüdung durch die sogenannten R-Klassen (*runway classes*) gemäß prEN 1993-6 [20] berücksichtigt. In [20] wird ein Zusammenhang zwischen den C- und R-Klassen hergestellt.

Die pauschale krantypabhängige Klassifizierung in DIN EN 1991-3 [2] geht auf eine vergleichbare Klassifizierung in DIN 15018-1 [7, Tab. 23] zurück, die zu Entwicklungsbeginn der ersten Eurocode-Generation auf stark vereinfachte Weise in die aktuell verwendeten „S-Klassen“ überführt wurde [9]. Dabei ergab sich jedoch für einzelne Krantypen eine Klassifizierungsempfehlung, die sich über vier oder gar fünf Klassenstufen erstreckte. Eine so unspezifische Empfehlung wurde offensichtlich als anwenderunfreundlich angesehen, sodass schlussendlich für die aktuelle Fassung von Anhang B zu DIN EN 1991-3 [2] die Klassifizierungsbandbreite krantypabhängig mehr oder weniger eingeschränkt wurde. An welchen Leitlinien sich diese Einschränkung orientierte, ist dem Autor nicht bekannt.

Die neu eingeführten C-Klassen für Brücken- und Portalkrane gemäß **Tabelle 3** basieren auf den Angaben der relevanten Produktnorm DIN EN 15011 [5, Tab. A.3] zur Anzahl der Kranarbeitsspiele und zum Nutzlastkollektiv. Mit Blick auf die Anwenderfreundlichkeit wird in **Tabelle 3** für die einzelnen Krantypen anstelle einer Klassenbandbreite nur eine einzelne C-Klasse empfohlen, die für die Mehrzahl der Anwendungsfälle eine konservative Abschätzung darstellt.

3.4 Vereinfachte Berechnung der Einwirkungen ausgewählter Brückenkrane – Anhang B

In Anlehnung an das Beiblatt [8] zu DIN 4132 wird im informativen Anhang B zum Norm-Entwurf prEN 1991-3 [4] die Berechnung der Kraneinwirkungen gemäß DIN EN 15011 [5] veranschaulicht. Der Anhang B bietet somit in folgenden Situationen eine anwenderfreundliche Unterstützung:

- Vorbemessung einer Kranbahn zu einem Zeitpunkt, zu dem der Kranhersteller noch nicht feststeht,
- Bemessung einer Kranbahn für einen Bestandskran, dessen Einwirkungen gemäß DIN EN 15011 [5] nicht verfügbar sind.

Es wird gezeigt, wie für einen vier- und einen achtradrigen Brückenkran unter Verwendung der gewöhnlich verfügbaren Krandaten (minimale und maximale Radlasten, Brückenspannweite, Eigengewicht der Laufkatze, Radstand) die Horizontallasten quer zur Kranbahn infolge Massenkräften aus Antrieben und infolge von Kräften aus Schräglauf berechnet werden können.

3.5 Einwirkungen aus Wandlaufkranen – Anhang C

Wandlaufkrane verfügen üblicherweise über eine Kranbahn zur Aufnahme der vertikalen Kräfte und über zwei weitere Kranbahnen zur Aufnahme der horizontalen Kräfte (Kräftepaar aus Einspannmoment) (vgl. **Abb. 5**). Im Rahmen der Erarbeitung des Norm-Entwurfs wurde festgestellt, dass es bislang in den Produktnormen des Kranbaus keine Empfehlungen für die Ermittlung der charakteristischen Einwirkungen aus Wandlaufkranen gibt. Aus diesem Grund enthält der informative Anhang C zum Norm-Entwurf prEN 1991-3 [4] entsprechende Empfehlungen, die sich in erster Linie an die Kranhersteller richten, da nur diese über die erforderlichen Eingangsparameter für die Berechnungen verfügen wie zum Beispiel die Lage des Massenschwerpunkts von Kranausleger und Katze in **Abb. 5**. Perspektivisch wäre es aus Sicht des Autors wünschenswert, wenn dieser Anhang von einer Produktnorm für Wandlaufkrane übernommen werden würde.

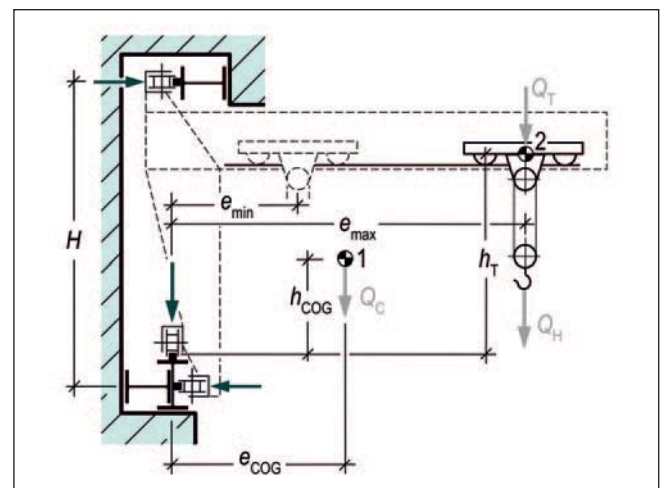


Abb. 5: Einwirkungen auf die Kranbahnen eines Wandlaufkrans infolge des Eigengewichts von Kranausleger (Q_C) und Laufkatze (Q_T) sowie der Hublast (Q_H) bei unterschiedlicher Position der Laufkatze (schematische Darstellung).

Legende: 1 = Massenschwerpunkt des Auslegers, 2 = Massenschwerpunkt der Laufkatze

4 Zusammenfassung und Ausblick

Dieser Beitrag hat die Gründe benannt, die eine grundlegende Überarbeitung von DIN EN 1991-3 [2] erforderten. Die wesentlichen Grundzüge des vorliegenden Norm-Entwurfs prEN 1991-3 [4] wurden dargestellt, wobei auf die vier wichtigsten Änderungen im Hauptteil sowie auf die Neuerungen in den drei informativen Anhängen näher eingegangen wurde.

Zur Zeit wird die deutsche Übersetzung des Norm-Entwurfs erarbeitet, die im Rahmen des sogenannten CEN-Enquiry im März 2024 von der Fachöffentlichkeit kommentiert werden kann. Hinweise, Anregungen und Kommentare zum Norm-Entwurf sind ausdrücklich erwünscht und werden vom Autor an den zuständigen DIN-Normenausschuss gern weitergeleitet.

Danksagung

Der Autor dankt ausdrücklich dem DIN-Arbeitsausschuss 005-51-02 *Einwirkungen auf Bauten* im Normenausschuss Bauwesen (NABau), insbesondere Dr.-Ing. Frank Breinlinger (Breinlinger Ingenieure), Dr.-Ing. Hans-Alexander Biegholdt (Landesstelle für Bautechnik, Sachsen), Dipl.-Ing. Christian Klein (BVPI) sowie Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann (ehemalige Vorsitzende von CEN/TC 250/SC 3) und Dr. Steve Denton (Vorsitzender von CEN/TC 250) für die Unterstützung bei der (ungewöhnlich hürdenreichen) Erarbeitung des Norm-Entwurfs prEN 1991-3.

5 Literatur

- [1] EN 1991-3:2006 Eurocode 1: Action on structures – Part 3: Actions induced by cranes and machinery
- [2] DIN EN 1991-3:2010 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Einwirkungen infolge von Kranen und Maschinen. Einschließlich Berichtigung von 2013
- [3] CEN/TC 250/SC 1 Technical Approval of EN 1991-3, Decision 260. Verteilt als Dokument CEN/TC 250/SC 1 N2191, 2023
- [4] prEN 1991-3:2024 Eurocode 1: Action on structures – Part 3: Actions induced by cranes and machines. Verteilt als Dokument CEN/TC 250/SC 1 N2145
- [5] DIN EN 15011:2022 Krane; Brücken- und Portalkrane
- [6] DIN 4132:1981 Kranbahnen; Stahltragwerke, Grundsätze für Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung
- [7] DIN 15018-1:1984 Krane; Grundsätze für Stahltragwerke, Berechnung
- [8] Oxfort, J.; Bitzer, H.-A.: Beiblatt zu DIN 4132 [6]. Februar 1981
- [9] Sedlacek, G., Grotmann, D.: EC 1 – Actions induced by cranes. In: IABSE Reports 74 (1996), S. 363–373
- [10] prEN 13001-2:1997 Crane safety – General design – Part 2: Load effects
- [11] DIN EN 13001-2:2014 Kransicherheit; Konstruktion allgemein – Teil 2: Lasteinwirkungen
- [12] DIN EN 1990:2010 Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
- [13] DIN EN 1991-1-1:2010 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau
- [14] DIN EN 1991-2:2010 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
- [15] Maschinenrichtlinie: Richtlinie 2006/42/EG des europäischen Parlaments und des Rates vom 17. Mai 2006 über Maschinen und zur Änderung der Richtlinie 95/16/EG (Neufassung)
- [16] DIN EN 1991-1-6:2010 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-6: Einwirkungen während der Bauausführung
- [17] Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) 2021/1, Ausgabe 2021/1; Amtliche Mitteilungen 2022/1 (Ausgabe: 17. Januar 2022 mit Druckfehlerberichtigung vom 4. März 2022)
- [18] prEN 1990:2022 Eurocode – Basis of structural and geotechnical design. Verteilt als Dokument CEN/TC 250 N2555.
- [19] DIN EN 13001-1:2015 Krane; Konstruktion allgemein – Teil 1: Allgemeine Prinzipien und Anforderungen
- [20] prEN 1993-6:2024 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 6: Crane supporting structures. Verteilt als Dokument CEN/TC 250/SC 3/WG 19 N228 und CEN/TC 250/SC 3 N3766

Die sichere Unsicherheit im Umgang mit Naturgefahren – Die NA zum EC 8 fixieren gesellschaftlich akzeptiertes Risiko

Die ersten Teile des Eurocode 8 für die Bemessung und Konstruktion von Bauwerken in Erdbebengebieten können jetzt eingeführt werden

Nach der Einführung der ersten deutschen Erdbebenorm vor 65 Jahren sind in Europa viele neue Methoden für die Evaluierung von Erdbebengefährdungen entwickelt worden, die nun im Eurocode 8 festgeschrieben worden sind. Er definiert die „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“ und erhält im jeweiligen Mitgliedstaat seine Rechtsgültigkeit erst in Kombination mit dem Nationalen Anhang. In Deutschland sind deren Entwürfe (E DIN EN 1998-1/NA/A1:2023-02 und E DIN EN 1998-5/NA/A1:2023-02) im Februar 2023 erschienen. Stellungnahmen gab es keine, sodass diese Teile des Eurocode 8, national zugeschnitten, von den Bundesländern nun eingeführt werden können. Im folgenden Beitrag berichten die beiden Vorsitzenden des zuständigen Arbeitsausschusses des DIN darüber, was die neuen Regeln besagen, in deren Begriffswelt sich jeder Prüfenieur souverän bewegen können muss, um sich des Unterschiedes zwischen *erdbebensicher* und *erdbebengerecht* bewusst zu sein.

Vorbemerkung

Im Februar 2023 sind die Normen-Entwürfe und A1-Änderungen zu E DIN EN 1998-1/NA/A1:2023-02 [1] und E DIN EN 1998-5/NA/A1:2023-02 [2] erschienen. Kommentare beziehungsweise Stellungnahmen konnten bis 20. März 2023 eingebracht werden. Ihre Behandlung auf der Einspruchssitzung (Termin war der 28. April 2023) erfolgte wie üblich öffentlich. Es hat keine Einsprüche gegeben, sodass diese Teile der 1. Generation des Eurocode 8, national zugeschnitten, verabschiedet aus dem Normengremium quasi entlassen und nun durch die Bundesländer eingeführt werden können.

1 Begriffe und Anforderungen an den Prüfenieur

Einen Beitrag für das Mitteilungsblatt der Erdbebengesellschaften von Deutschland, Österreich und der Schweiz (D-A-CH) haben wir, bewusst polemisch, mit der Überschrift „Bauen in deutschen Erdbeben-

gebieten – im Würgegriff der Baunorm?“ versehen [3] und mit diesem Satz eingeleitet:

Wohl keine Baunorm ruft so viel Widerstand und Fehldeutungen hervor wie diejenige über die Gewährleistung eines Mindeststandards erdbebensicherer Bauwerke.

Im Nachgang stellen wir uns indes die Frage: Geht es eigentlich wirklich um *erdbebensichere* Bauwerke? Die Erdbebenserie in den Grenzregionen der Türkei und Syriens, beginnend am 6. Februar 2023, sollte die Fachwelt bei der Beantwortung dieser Frage nicht nur innehalten lassen, sondern auch zu einer präzisierten Beschreibung und sachgerechten Spiegelung der bisherigen Normenziele anregen.

Weder die DIN 4149 noch der Eurocode 8 (in Form des Nationalen Anhangs DIN EN 1998-1/NA-2022) fordern (absolute) *Erdbebensicherheit*. Vielmehr geht es herkömmlich (DIN 4149) um *Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten* beziehungsweise nun (NA zum EC 8) um die *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*.

Es geht also um *erdbebengerechte* Bauwerke. Man darf vom Prüfenieur erwarten, dass er sich in der Begriffswelt souverän bewegt und sich der Unterschiede von *erdbebensicher* und *erdbebengerecht* bewusst ist oder wird.

Bereits mit der Definition des Schutzziels der Norm (Schutz von Menschenleben) ist klar, dass der planende Ingenieur keine absolute Sicherheit, sondern ein gesellschaftlich akzeptiertes Risiko zu gewährleisten hat, das im europäischen Maßstab zwar weitgehend harmonisiert, letztlich aber in nationaler Verantwortlichkeit definiert wird.

Der Prüfenieur darf sich in diesem Kontext der Überlegungen und Orientierung gebenden Positionen namhafter Ingenieure erinnern:

Der bekannte Stahlbauingenieur und damalige Hochschulprofessor an der Technischen Universität Braunschweig, Prof. Dr.-Ing. Joachim Scheer (1927-2020), hat sich in einem zweiseitigen *Statement* zu den Begriffen „Risiko und Gefahr“ im Recht und in der Technik so geäußert:



Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling

Obmann des DIN-Arbeitsausschusses NA 005-51-06 AA Erdbeben, Sonderfragen (Spiegelausschuss zu CEN TC 250/SC 8), Leiter des Fachgebiets Massivbau am Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Uni Kassel; Prüfenieur für Bautechnik und für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau, Beratender Ingenieur VBI



Dr.-Ing. Jochen Schwarz

Stellvertretender Obmann des DIN-Arbeitsausschusses NA 005-51-06 AA Erdbeben, Sonderfragen (Spiegelausschuss zu CEN TC 250/SC 8); Leiter des Zentrums für die Ingenieuranalyse von Erdbebenschäden der Bauhaus-Universität Weimar und des Masterstudiengangs *Natural Hazards and Risks in Structural Engineering*

Mir scheint ein nicht zu unterschätzendes Risiko oder eine nicht zu unterschätzende Gefahr für unsere Ingenieur Tätigkeit darin zu liegen, daß wir den Anspruch auf absolute Sicherheit – wohl wissend, daß wir ihn nicht erfüllen können – mit der Einführung des Begriffes der Zuverlässigkeit aufgegeben haben. Denn Zuverlässigkeit ist immer etwas Relatives.

Diese Auffassung hat Scheer 1999 im Jahrbuch der Braunschweigischen Wissenschaftlichen Gesellschaft veröffentlicht. Daran anknüpfend erinnerte er an einen Beitrag von Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. e.h. Erhard Hampe (1928-1998), der zehn Jahre früher den Weg „Von der unsicheren Sicherheit zur sicheren Unsicherheit“ [4] beschrieben hatte, und die aus seiner Sicht völlig berechnete Positionierung Hampes (hier in Klammern) wie folgt ergänzt:

- Die Entscheidungskriterien sind von den (bei Zuverlässigkeitsberechnungen) faktorisierten Parametern zu den (bei Sicherheitsbetrachtungen) urteilsorientierten Meinungen (zurück) zu verlagern.
- Die subjektive Meinungsbildung ist durch computergestützte quantitative Untersuchungen zur objektivierten Erfahrung zu verallgemeinern.
- Die Rückkehr zur erfahrungsgestützten Ingenieur Tätigkeit ist zu sichern.

Gefahr meint nicht Gefährdung. Es wäre eine geeignete Prüfungsfrage an den künftigen Prüflingenieur, die Klarheit im Begriffsverständnis (Gefährdung, Gefährdungspotential, Risiko) nachzuweisen.

Noch wichtiger wäre aber die Frage, woran sich die sichere Unsicherheit letztlich festmachen lässt. Punkte wären zu vergeben, wenn in den Antworten unter anderem Eintretenswahrscheinlichkeiten oder Wiederholungsperioden von Ereignisstärken sowie Fraktile von Einwirkungen genannt werden.

Letzte Bemerkung dazu: Wie sieht denn die konkrete Risikobeschreibung für allgemeine Hochbauten in Europa und Deutschland derzeit aus? Die Antwort muss die (sehr geringe) Versagenswahrscheinlichkeit eines erdbebengerecht ausgelegten Gebäudes zum Ausdruck bringen. (Es sei beiläufig erwähnt, dass diese gebäudekonkret berechnet und mit Zielvorgaben verglichen werden können.) Die Betonung der sicheren Unsicherheit bei Hampe darf als Umschreibung eines zu fordernden Risikobewusstseins verstanden werden.

2 Erdbeben in Deutschland und Europa

2.1 Erdbeben in Deutschland

Wie sieht die Erdbebengefährdung faktisch (deterministisch), statistisch und probabilistisch aus – abgeschätzt und berechnet nach dem Stand von Wissenschaft und Technik?

Wir beziehen uns jetzt auf einen Beitrag, der im Rahmen einer einschlägigen Themenausgabe der *Bautechnik* (11/2021) die rezente Erdbebentätigkeit in Deutschland beleuchtet [5]. **Abbildung 1** stellt die rezente Erdbebentätigkeit (tektonische und induzierte Ereignisse, Lokalbeben-magnitude $M_L \geq 2.0$) auf dem Gebiet Deutschlands der letzten Jahre, beginnend mit 2002, bis einschließlich 2019 dar.

Diese werden in Bezug zur DIN EN 1998-1/NA [1] und dem Eingangsparameter der spektralen Antwortbeschleunigung im Plateaubereich $S_{ap,R}$ für felsigen Untergrund (A-R) gesetzt, wobei diese Werte für eine Wiederholungsperiode von 475 Jahren stehen, die mit einer zehnprozentigen Überschreitenswahrscheinlichkeit der Kenngröße in fünfzig

Jahren korrespondiert. Es handelt sich um gemittelte Werte im Plateau des Antwortspektrums und um den Mittelwert der streuenden Berechnungsergebnisse (Realisationen) für die Antwortbeschleunigung als interessierender Kenngröße (*Mean*).

Sicherheit ließe sich – in Antwort auf die oben formulierte Prüfungsfrage – am Maßstab der realen (vom möglichen Maximum entfernten) Auslegungsgrößen einordnen. Es wird nicht die umhüllende gefordert, sondern eine Einwirkungsgröße, die bei künftigen Ereignissen auch überschritten werden kann.

Abbildung 1 bestätigt zunächst die Seismizität in den Haupterdbebenzonen der Schwäbischen Alb, im Grenzgebiet zur Schweiz und Österreich, dem Rheingraben folgend in nördlicher Richtung bis zur Niederrheinischen Bucht sowie weiter östlich im Vogtland. Seismische Aktivität ist auch außerhalb dieser Gebiete zu verzeichnen. Nicht zuletzt zeigt die Häufung der Erdbeben entlang der Alpen, dass die Erdbebenauslegung in Deutschland Wirkungen aus den Nachbarstaaten zu berücksichtigen hat (es sei an dieser Stelle auf die Szenarien in Abschnitt 7 auf Seite 83 verwiesen).

Für ausgewählte, in **Abbildung 2** gekennzeichnete Erdbeben (2002 Alsdorf, 2004 Waldkirch, 2011 Nassau, 2011 Goch) wird in [5] die Verfügbarkeit von Starkbeben-Messdaten überprüft. Zudem wird erläutert, warum eine Einordnung der bei diesen Erdbeben gemessenen Bodenbewegungen in die Baunormung nur mit Vorbehalt und bei sorgfältiger Festlegung der zum Vergleich geeigneten (zulässigen) Kenngrößen möglich ist.

Anzumerken ist ebenso, dass die zum Beispiel durch Bergbau induzierte Erdbebentätigkeit durch DIN EN 1998-1/NA nicht abzudecken ist und dass gerade in der jüngeren Vergangenheit durch Geotechnologien verursachte Ereignisse wiederholt zu erheblichen Schäden geführt haben.

Wie **Abbildung 2** zu entnehmen ist, erreichen nur zwei Ereignisse eine Magnitude M_L von 5.0 beziehungsweise 5.5 sowie weitere 26 Ereignisse Magnituden $M_L \geq 4.0$. Am Maßstab der vormaligen Zone 3 als normenrelevant einzuschätzende Ereignisse sind nach dem Albstadt-Erdbeben 1978 bisher nicht mehr aufgetreten.

Abbildung 2 spiegelt die rezente Erdbebentätigkeit im Zeitraum von 2002 bis 2019 am Histogramm der historischen Erdbebentätigkeit nach dem Erdbebenkatalog (EKDAG) [6] des Earthquake Damage Analysis Center (EDAC) der Bauhaus-Universität Weimar beziehungsweise nach den Angaben des Seismologischen Zentralobservatoriums Gräfenberg (SZGRF) [7], und wurde aus [5] übernommen. Hinweise zur Vollständigkeit der schwächeren Erdbeben können dem zitierten Beitrag entnommen werden.

2.2 Erdbeben in Europa

Auf Basis der in der Datenbank des Seismologischen Zentrums Europa-Mittelmeer (Mediterranean Seismological Centre, EMSC), einer internationalen, nichtstaatlichen, gemeinnützigen Vereinigung, die sich der schnellen Sammlung und Verbreitung von Erdbebeninformationen und der Förderung der seismischen Forschung widmet [8], verfügbaren Informationen wurde die Karte in **Abbildung 3** erstellt.

Die grafische Darstellung unterscheidet zunächst Erdbeben mit Magnituden von 4.5 bis 4.9 und stärkeren Erdbeben mit Magnituden $M \geq 5.0$. Sofern von den Erdbeben makroseismische Karten zu Beobachtungen (*felt maps*) vorliegen, werden die Magnituden farblich und durch die Symbolgröße gekennzeichnet.

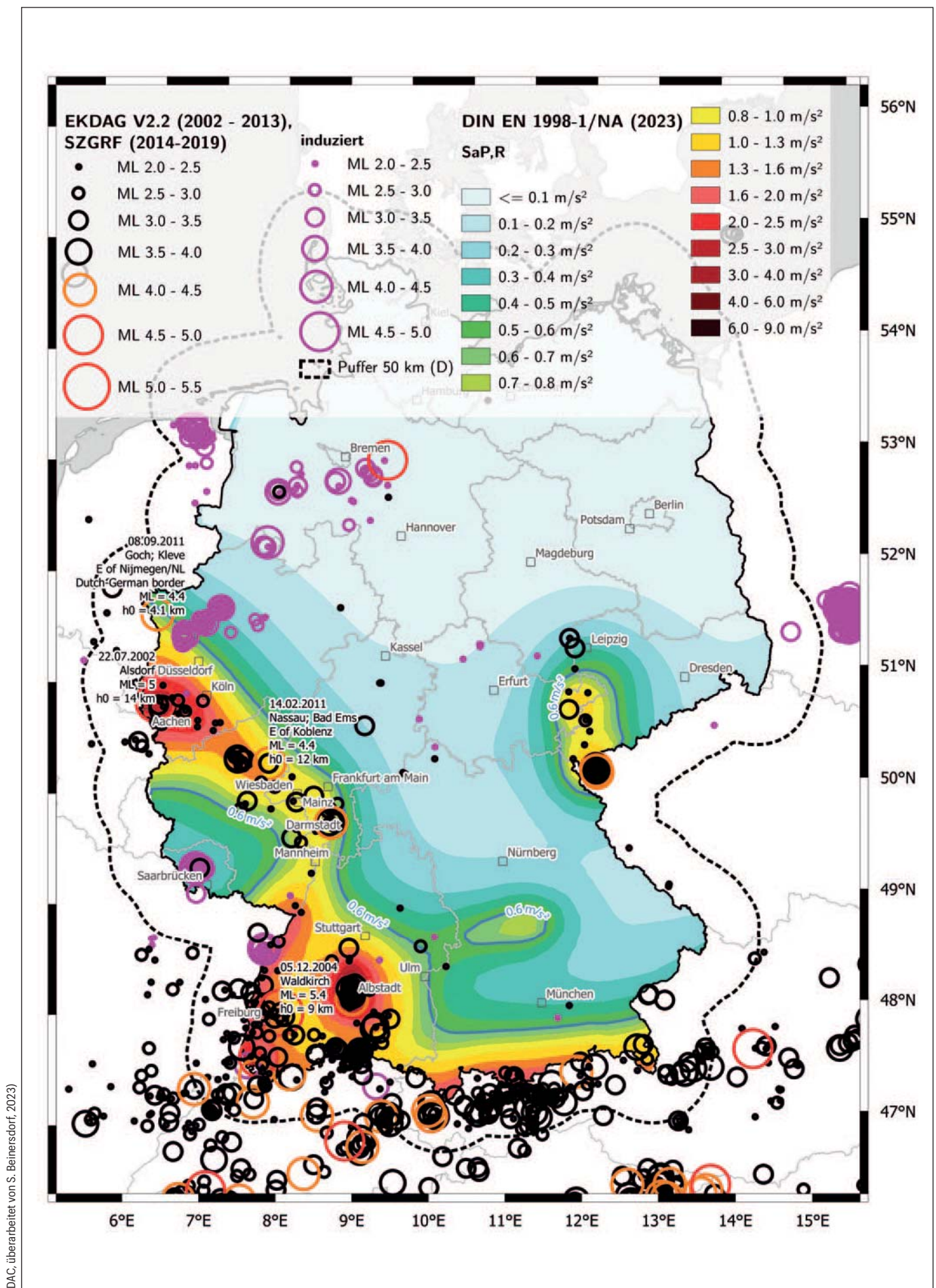
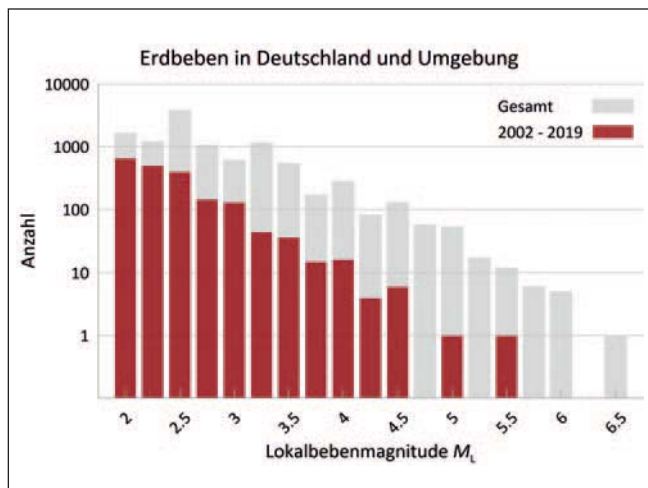


Abb. 1: Rezente Erdbebentätigkeit von 2002 bis 2019 (tektonische und induzierte Ereignisse, Lokalbebenmagnitude M_L) (nach [6] und [7]), überlagert mit der Gefährdungskarte von DIN EN 1998-1/NA [1] mit dem Spektralwert $S_{aP,R}$ als Referenzkenngröße



EDAC/Bauhaus-Universität Weimar

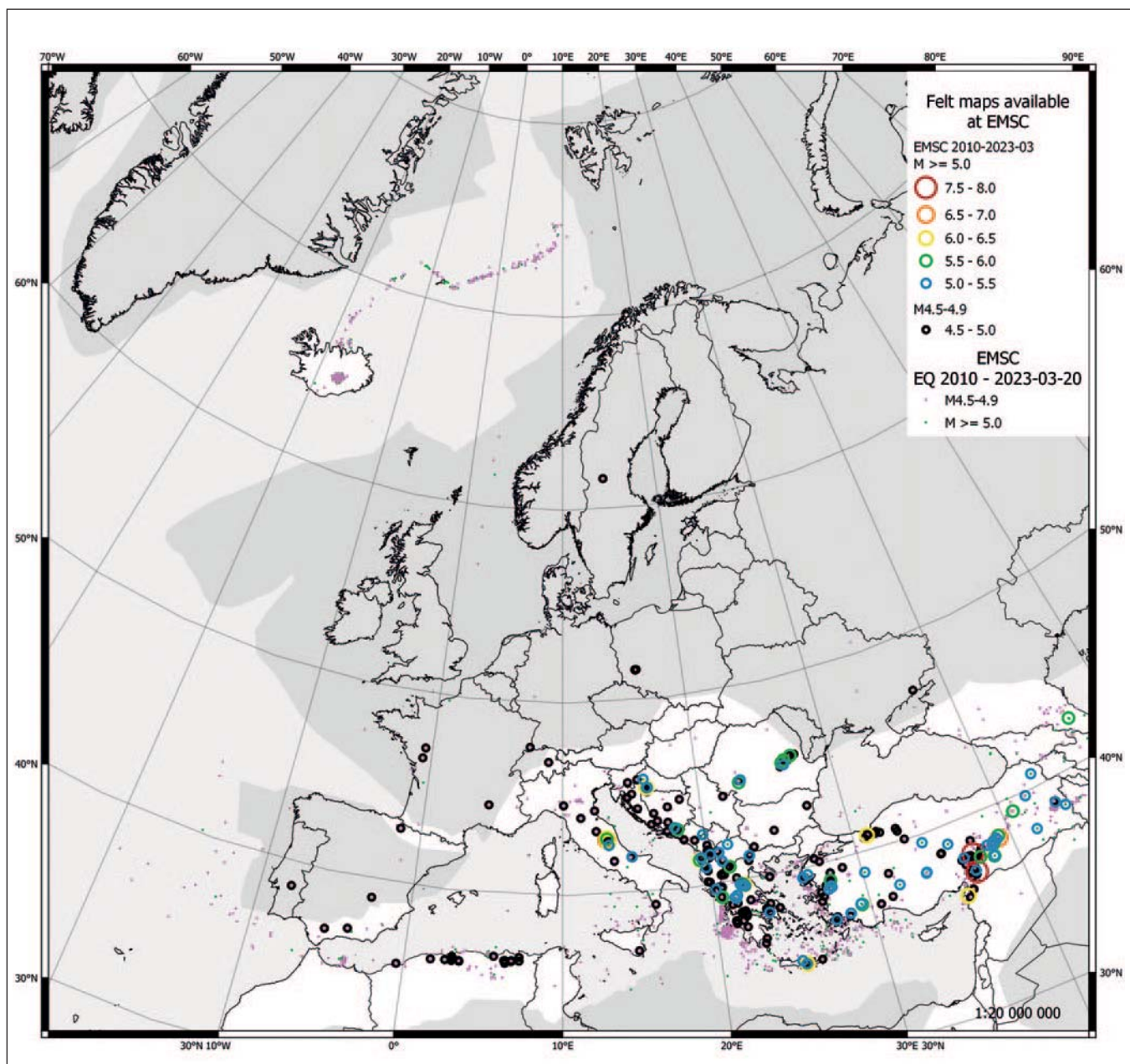
Abb. 2: Histogramm der rezenten Erdbebenaktivität (beschränkt auf tektonische Ereignisse) von 2002 bis 2019, geordnet nach der Lokalbebenmagnitude (M_L); entnommen aus [5]

Es wäre banal festzustellen, dass sich die Hauptaktivität den großen Verwerfungsstellen zuordnen lässt. Die Betrachtung könnte jedoch auch in der Frage münden, welche für die Normung tauglichen beziehungsweise relevanten Erfahrungswerte gewonnen werden könnten.

3 Analogiebetrachtung und Modellstudien als Basis der (deutschen) Erdbebenbaunormung

Was passiert nun bei diesen Erdbeben im Magnitudenbereich größer als 5.0 bis 6.0, welche Schäden sind zu erwarten und welche Vorkehrungen sind durch das Regelwerk zu gewährleisten?

Die Erdbebenbaunormung ist in ihrer anfänglichen Entwicklung untrennbar verbunden mit dem Auftreten schwerer Erdbeben und dem Ziel, Schäden an Bauwerken künftig zu verhindern oder zumindest so zu begrenzen, dass Gefahren für Menschenleben ausgeschlossen werden. Dazu ist letztlich ein Bemessungserdbeben zu definieren, das nur ausreichend selten auftreten oder überschritten werden darf.



Karte: S. Beinersdorf, 2023

Abb. 3: Erdbeben in Europa von 2010 bis März 2023 nach den Feststellungen des Seismologischen Zentrums Europa-Mittelmeer (EMSC)



Tiedemann, H. (Fig. 337 in [10])

Abb. 4 a): Versagen des (nach UBC ausgelegten) Olive View Hospital in Los Angeles nach dem M 6.4-Erdbeben 1971



Schwarz, 2006

Abb. 4 b): Veränderung in der Stützenbewehrung

Abb. 4: Erfahrungswerte: Lehren von Erdbeben und ihre Umsetzung in der Baunormung und -praxis

Erfahrungswerte von Erdbeben in der Stärke von Bemessungserdbeben liegen für die deutschen Erdbebengebiete insgesamt aufgrund des Nichteintretens von Starkbebenereignissen nicht vor. Insofern standen die konstruktiven Bauwerksanforderungen noch nicht auf dem Prüfstand, und es wäre vermessen zu behaupten, dass sich die Normenfestlegungen der letzten Jahrzehnte als belastbar bewährt hätten. Die dichter werdenden Messnetze tragen zu einem besseren Verständnis der seismischen Bodenbewegung und der quantitativen Beschreibung der Einwirkungsseite bei, jedoch nicht zur Widerstandsseite. Insofern verbieten sich unangebrachte Normenvergleiche oder Fehldeutungen.

Vielmehr ist an die bisher bewährte Praxis zu erinnern, Analogiebetrachtungen und Modellstudien durchzuführen. Nicht nur für Deutschland (oder Europa), sondern weltweit gilt: aus Erdbeben zu lernen, bleibt weiterhin eine Aufgabe der Ingenieur Tätigkeit und der Baunormung [9]. Es sei auch daran erinnert, dass zum Beispiel erst durch spektakuläre Versagensfälle wie das San Fernando-Erdbeben 1971 (Olive View Hospital Los Angeles) neben den damals noch (kurzzeitig) als erstrebenswert diskutierten weichen Erdgeschossen (**Abbildung 4 a)** insbesondere die unzureichende (Schub-)Bewehrung als ursächlich für die Versagensfälle anerkannt, jedoch erst 1976 geändert wurde (**Abbildung 4 b)**.

In diesem Kontext ist erwähnenswert, dass Veränderungen der Bewehrung durchaus mit Materialeinsparungen verbunden sein können. Dies lässt sich eindrucksvoll am Vergleich der Bewehrung von Tragwänden mit und ohne Kapazitätsbemessung veranschaulichen.

Es ist zu wiederholen, dass solche Erfahrungen (Begrenzung der Geschosszahl) in die Normung implementiert sind. Die Anwendung erfahrungsbasierter Nachweiskonzepte und die Entwicklung vereinfachter Regeln als Ersatz für einen rechnerischen Nachweis wird bereits in [11] angeregt, sind jedoch – nicht zuletzt wegen der Veränderung in der heutigen Mauerwerks-Hauptbauweise – nicht zum Tragen gekommen.

Auch in Zukunft wird mit einfachen statischen Modellen der Erdbebenachweis nicht immer sofort erfolgreich zu führen sein. Einen Ausweg sehen die Autoren darin, auf der Basis von Erfahrungswerten aus Erdbebenschäden an bestimmten Gebäudetypen vereinfachte Betrachtungsweisen abzuleiten. So werden zum Beispiel in [12] umfangreiche Auswertungen des Albstadt-Erdbebens vorgenommen. Hier können durch weitere Forschungsarbeiten sicher noch vereinfachte Regeln abgeleitet werden, die abhängig vom Gebäudetypus hilfreich sein könnten und die die in DIN 4149 und Eurocode 8 bereits verankerten vereinfachten Regeln (Nachweis ausreichender Schubwandquerschnittsfläche am Grundrissanteil) ergänzen oder ablösen könnten.

Auch das Verhalten von Mauerwerksbauten in Antakya 2023 bestätigt diese grundsätzlichen Erfahrungen. **Abbildung 5** (aus [13]) zeigt unverstärkte Mauerwerksgebäude nach der Erdbebenserie (der Magnituden 7.6, 6.7 und 7.7 innerhalb von acht Stunden).

Es ist eine wissenschaftlich lohnende – hier aber nicht zu leistende – Aufgabe, zu zeigen, was bei den für Deutschland relevanten Erdbebenstärken (Magnituden zwischen 4.5 und 6.5) während der letzten Jahre im EU-Maßstab beobachtet werden konnte. Es gibt Beispiele, dass bei solchen Erdbeben Stahlbetongebäude eingestürzt sind. Etwas untergangen sind beispielsweise die Schäden an Stahlbetongebäuden während des Lorca Erdbebens in Spanien am 11. Mai 2011 mit der Magnitude 5.0, dem sich mehrere Fachbeiträge widmen, unter anderen [14] und [15].

Wesentliche Feststellung ist dabei, dass die Versagensfälle auf die unzureichende Tauglichkeit der Bauwerksauslegung zurückzuführen waren, nämlich auf die Interaktion zwischen den Mauerwerksausfachungen und den Stahlbetonrahmen selbst, die in den älteren Normen noch nicht ausreichend berücksichtigt wird.

Aktuell widmet sich der Beitrag [16] den Magnituden-6,4-Erdbeben in Albanien und Kroatien, er vermittelt die Ingenieuranalyse der Erdbebenschäden und leitet Erfahrungswerte für die Baunormung ab. Auch hier gilt, dass sich die Schadensfälle auf die ältere Bestandsbebauung beziehen.

Es fehlen also grundsätzlich Erfahrungswerte, wie sich Gebäude nach aktueller Erdbebenbaunormung verhalten und somit bewährt haben.

4 DIN EN 1998-1/NA-2023

DIN EN 1998-1/NA-2023 enthält nationale Festlegungen für den Entwurf, die Bemessung und Konstruktion von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten, die bei der Anwendung von DIN EN 1998 1:2010 12 und DIN EN 1998-1/A1:2013-05 in Deutschland zu berücksichtigen sind. Im Vorwort des NA wird vorangestellt, dass das Dokument vom Arbeitsausschuss NA 005 51 06 AA „Erdbeben; Sonderfragen (Spiegelausschuss zu CEN/TC 250/SC 8)“ im DIN Normenausschuss Bauwesen (NABau) erarbeitet wurde.

Wie wir bereits in unserem Einführungsbeitrag über DIN EN 1998-1/NA-2021 im Kontext der deutschen und europäischen Normenentwicklung [17] anmerken, wird dort nicht erwähnt, welche wissenschaftlichen Grundlagenarbeiten zugrunde liegen, welcher Kollegenkreis mitgewirkt und in welchem Zeitraum in einer Vielzahl von Sitzungen (inklusive der zeitweise etablierten Arbeitsgruppen) letztlich ein moderner Nationaler Anhang zu DIN EN 1998 1:2010 12 (Eurocode 8, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten) erstellt werden konnte.



Abb. 5 a): Ata College vor ...



Abb. 5 b): ... und nach der Erdbebenserie (Februar 2023)

Fotos: C. Genes



Abb. 5 c): Gebäude der Stadtverwaltung vor ...



Abb. 5 d): ... und nach der Erdbebenserie (Februar 2023)

Abb. 5 a) bis 5 d): Instrumentierte Mauerwerksgebäude vor und nach der Bebenserie 2023 in der Türkei und Syrien (entnommen aus [13])

Im Rahmen der Festlegung der Einwirkungen sind einige Entscheidungen – nicht zuletzt zur Abminderung beziehungsweise Begrenzung der seismischen Einwirkungen – als Kompromiss vom Normenausschuss gebilligt worden. Der an Details Interessierte findet in unseren Beiträgen [18], [19] und [20] weitergehende Erläuterungen.

Die Europäische Norm EN 1998-1 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe risikorelevanter nationaler Parameter (*nationally determined parameters*, NDP) festzulegen. Sie umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte, sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen.

Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Darüber hinaus enthält der Nationale Anhang ergänzende, nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1998 1:2010 12 (*non-contradictory complementary information*, NCCI).

So wurden insbesondere die vereinfachten Regeln (Nachweis ausreichender Schubwandquerschnittsfläche am Grundrissanteil) wie auch die Möglichkeiten der Nachweisführung auf der Basis vieler experimenteller und numerischer Untersuchungen überarbeitet [21] bis [24]. Damit können bisher vorhandene unnötige Konservativitäten in der Regel vermieden werden, sodass günstigere Ergebnisse erhalten werden.

Insofern ist der vorliegende Nationale Anhang die Antwort auf die Anwendung der europäischen Bestimmungen auf die Besonderheiten deutscher Erdbeben. Es ist anzumerken, dass sich der NA auf die 1. Generation von EN 1998-1 bezieht und dass sich die Dokumente der 2. Generation bereits in einem fortgeschrittenen Stadium befinden. Wie in [3] und [17] begründet werden kann, ist es gelungen, den NA (voraussetzend) auf diese Entwicklungen auszurichten.

Dass es hier weiterhin unterschiedliche Vorstellungen und einen wissenschaftlich und normtechnisch begründeten Abstimmungsbedarf gibt, lässt sich aus der Einführung des NA in anderen Ländern, wie zum Beispiel in der Schweiz [25], ableiten.

5 Anforderungen an den Prüflingenieur

Es gibt seit Einführung der ersten Erdbebenbaunorm in Deutschland eine Hierarchie der Nachweisführung:

- Der quasi beste Nachweis ist, wenn aufgrund der Gefährdung, der Bauwerksmerkmale und -klassifikation (zum Beispiel allgemeiner Wohnbauten) *erfahrungsbasiert* kein Nachweis erforderlich ist. Dies kann durch die Geschossgrenzung und Einhaltung der Grundregeln erdbebengerechter Bauwerke erreicht werden.

- Auf der nächsten Stufe kann auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden, sofern das Gebäude (erfahrungsbasiert oder durch Modellrechnungen begründet) über ausreichende Merkmale erdbebengerechter Bauwerke verfügt. Die Umsetzung findet sich in den Regeln für einfache Mauerwerksbauten – im Nationalen Anhang nun jedoch deutlich erweitert und auf verschiedene Mauerwerksarten zugeschnitten.
- Der rechnerische Nachweis ist nur in Ausnahmefällen und eben bei weniger erdbebentauglichen Gebäuden erforderlich, wobei die Norm auch hier weiterhin zwischen einfachen Nachweisverfahren (2D-Modelle, entkoppelt in den beiden Horizontalrichtungen) oder 3D (räumliche Modelle, gegebenenfalls physikalisch nichtlinear) unterscheidet.

Grundsätzlich gilt es, über den erdbebentauglichen Entwurf das Bauwerk mit der erforderlichen Widerstandsfähigkeit gegenüber den horizontal-zyklischen Einwirkungen auszustatten. Es obliegt also der Qualifizierung des Ingenieurs, beim Entwurf Einfluss zu nehmen und somit letztlich auch zur Aufwandsreduzierung beizutragen.

Eine solche Schulung wurde in der Vergangenheit durch die Herausgabe einer Planungshilfe in Baden-Württemberg [26] und durch die bereits Mitte der 80er Jahre auf Basis der von E. Hampe initiierten Weiterbildungshefte *Bauwerke in Erdbebengebieten* [27] vorbereitet. Auf dieses Studienmaterial wird auch in [26] Bezug genommen, wobei die knappe Darstellung der gesamten Problematik, die sich durch große Übersichtlichkeit auszeichnet, hervorgehoben wird. (Interessenten werden auf eine Zusammenstellung dieser Weiterbildungshefte und Konstruktionskataloge unter <https://edac.biz/publikationen/weiterbildungshefte> verwiesen.)

6 Anforderungen an die Ingenieurausbildung und -qualifikation

Es muss die Frage gestellt werden, ob gerade für die Schulung am Entwurf eine Wiederbelebung anzuregen ist. Jedenfalls hat es nach [26] aus dem Jahr 1999 keine aktualisierte Nachauflage und auch (nach unserer Kenntnis) keine analogen Initiativen in anderen Bundesländern gegeben.

In diesem Kontext ist auch überraschend (bis erschreckend), dass einfache Grundstrategien für die Bewertung und Verbesserung eines Bauwerksentwurfs offensichtlich nicht immer anwendungsbereit trainiert sind oder durch den Drang nach der Anwendung von Software verdrängt zu sein scheinen. Hinzu kommt, dass es erheblich Defizite gibt, Ergebnisse der Computer-Simulation in ihrer Plausibilität, Vertrauenswürdigkeit und Richtigkeit einzuordnen. Diese lassen sich bereits einfach überprüfen, wenn es darum geht, berechnete Eigenformen und -frequenzen in ihrer Passfähigkeit zu Bauweise und Bauwerk-Boden-System einzuordnen.

Worin bestehen eigentlich die Hauptbedenken gegenüber modernen Nachweiskonzepten, bei denen es um die Steuerung der Energieaufnahme im Gebäude und um die konstruktive Ausbildung der dafür geeigneten (höchstbeanspruchten) Zonen geht? Hier tauchen dann die Duktilitätsklassen und entsprechende bauweisenspezifische Anforderungen auf, wie zum Beispiel bei Stahlbeton-Rahmenkonstruktionen die Ermittlung der Umschnürungsbewehrung in den (kritischen) Plastifizierungszonen (siehe **Abbildung 4 b**).

Diese Diskussion ist ambivalent und wird vorwiegend einseitig geführt, um die Einwirkungen auf Bemessungsgrößen reduzieren zu können.

Scheinbar belohnt wird der, der in der Lage ist, dieses Konzept der Kapazitätsbemessung auch anzuwenden. Übersehen wird dabei aber, dass es einer bestimmten Erdbebenstärke, Einwirkungsintensität und zyklischen Charakteristik bedarf, um diese Form der Kraftbegrenzung und Energiedissipation tatsächlich zu aktivieren. Insofern gilt für deutsche Erdbebengebiete auch weiterhin, dass diese Teile im Eurocode 8 für deutsche Erdbebengebiete weniger relevant, aber natürlich im internationalen Markt konkurrenzfähig einzusetzen sind.

7 Ausblick: Wie geht es nun weiter?

Als langjährig verantwortliche Obleute des NABau bilanzieren und ermutigen wir [3], den Nationalen Anhang durch die Bundesländer einzuführen und in der Baupraxis anzuwenden. Mit Information und Aufklärung der fachlichen Öffentlichkeit über die Normung, über die aktuellen Ergebnisse und über die Meilensteine der Entwicklung haben wir als Obleute des NA versucht, zur Versachlichung beizutragen und national ausstehende Grundlagenuntersuchungen im Auftrage des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) durchzuführen. Dies betrifft auch die Initiierung eines die Bundesländer übergreifenden Projektes zur Einführung einer Karte der geologischen Untergrundklassen [28].

Ein Höchstmaß an Transparenz wird nun dadurch erreicht, dass die Grundlagedaten von Gefährdung (Kenngrößen S_{aPR} , siehe **Abbildung 1**) und Geologie (Untergrundklassen) in Rasterelementen beziehungsweise nahezu koordinatenkonkret auf separaten Datenträgern zur Verfügung stehen und somit einen zusätzlichen Freiraum bei der qualifizierten Standortbewertung eröffnen, der sicherlich von den Softwareherstellern genutzt werden wird.

Schadenspotentiale von Erdbeben in Deutschland sind im Rahmen des Deutschen Forschungsnetzwerkes Naturgefahren (DFNK) für Köln untersucht worden; nachfolgend wurde die Methodik auf die Re-Interpretation des Albstadt-Erdbebens [29] und für systematische Prognosen für die Bundesländer Baden-Württemberg und Nordrhein-Westfalen [30] übertragen.

In der Vergangenheit wurde die Zoneneinteilung beziehungsweise Gefährdungskarte für den südlichen Raum diskutiert. Für diesen Beitrag wurden nun die Szenarien so gewählt, dass Erdbebenherde historischer Erdbeben erneut unterstellt werden. Maßgeblich ist hier das Erdbeben vom 7. Oktober 1930 bei Namlos (nahe Oberstdorf in Tirol), das im Erdbebenkatalog EKDAG [6] des Earthquake Damage Analysis Center (EDAC) der Bauhaus-Universität Weimar mit ID 1015, der Intensität $I_0 = 7.5$, einer Herdtiefe $h = 9$ Kilometer, Fühlbarkeitsradius von $R_f = 200$ Kilometer und Magnitude $M_L = 4.7$ geführt ist.

Abbildung 6 veranschaulicht die zu erwartenden Schütterwirkungen auf Ebene der Verwaltungseinheiten, wenn die Epizentralintensität mit $I_0 = VII-VIII (7.5)$ unterstellt und vereinfacht eine radial ungestörte Ausbreitung der Bodenbewegung (unter Vernachlässigung der Untergrundeffekte) angenommen wird.

In Anwendung der unter anderem in [29] und [30] vorgestellten Vorgehensweise, das heißt, durch Kumulation der Schäden in den Verwaltungseinheiten, ergäben sich für die Wertebasis von 2012 Verluste von circa 15 Millionen ($I_0 = 7.5$) beziehungsweise 483 Millionen Euro ($I_0 = 8.5$) bei Ansatz einer fiktiv erhöhten Intensität allein auf dem Territorium Deutschlands. Interessant ist dabei, dass sich der prozentuale Anteil der Schäden in Deutschland (bezogen auf den in Österreich) von 18 auf 53 Prozent erhöht. Wie die Grafiken vermuten lassen, wäre der Schaden im Freistaat Bayern größer als in Baden-Württemberg.

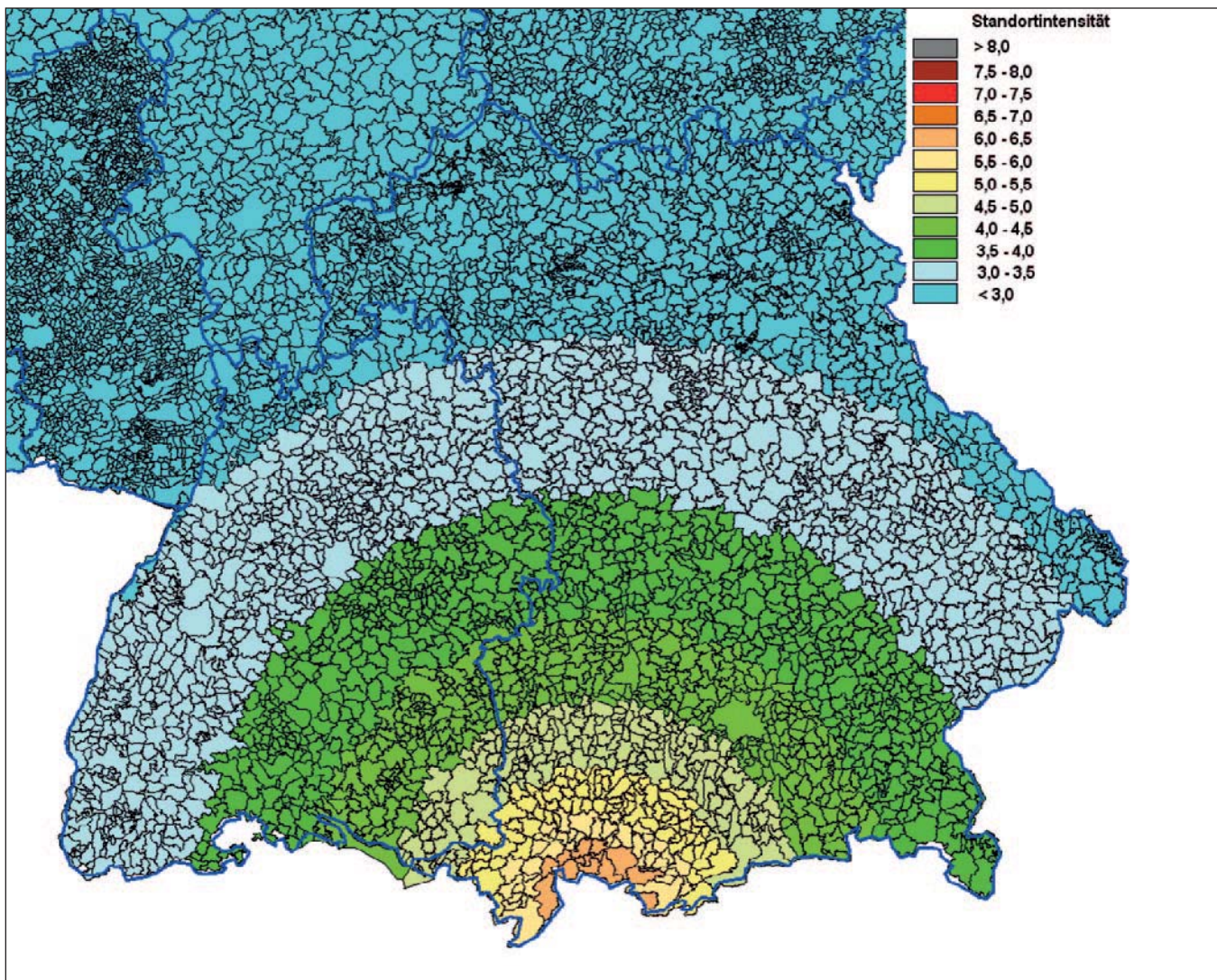


Abb. 6: Szenarien bei Ansatz (Wiederholung) des Erdbebenherdes des Bebens von 1930 in Namlos (Österreich, Tirol, nahe Oberstdorf) $I_0 = VII-VIII (7,5)$

Am 30. und 31. März 2023 haben die Mitglieder des Normenausschusses Bauwesen (NABau) gemeinsam mit dem Deutschen Institut für Normung (DIN) die Ausrichtung des 44. Meetings des CEN/TC 250/SC 8-Ausschusses übernommen. Auf der Tagesordnung standen die bereits nahezu verabschiedungsfertigen Entwürfe der 2. Generation.

Vom NABau wurde gerade in den letzten Monaten gemeinsam mit den Prüfsingenieuren die Untersuchungen einer sehr vorläufigen Anwendungserprobung forciert, um letztlich zu entscheiden, in welcher Form die Erdbebenauslegung normenseitig auf die wesentlichen Fragen und Anforderungen zu gestalten und zu fokussieren ist.

Eine wesentliche Orientierung bietet dabei die Rückkehr zur erfahrungsgestützten Ingenieurleistung, die jedoch einen grundsätzlichen Diskurs zur Gewährleistung der Erfahrungsfelder voraussetzt – nicht zuletzt in Lehre und Ausbildung, beruflicher Weiterbildung und durchaus anspruchsvoller Projektarbeit.

Letztere wäre bereits in großem Umfang gegeben, wenn man sich (dem Vorgehen in den Nachbarländern folgend) mit der Bestandsbebauung auseinandersetzt [31].

Es soll am Ende nicht unerwähnt bleiben, dass sich unser Normenausschuss Bauwesen (NA 005-51-06 AA, Arbeitsausschuss Erdbeben, Son-

derfragen, Spiegelausschuss zu CEN/TC 250/SC 8) wiederholt mit öffentlichen Statements konfrontiert sah, die bestehende Risiken der Naturgefahren aus ihrer Kurzzeitperspektive vermeintlichen ökonomischen Wichtungen unverantwortlich unterordnen wollten. Solche Äußerungen haben die Fachwelt irritiert und politisch Verantwortliche verunsichert. Der Ausschuss hat sich deshalb entschieden, solche Papiere wegen ihrer unzureichenden Qualität und ihrer häufig polemischen Tendenz künftig zu ignorieren und – zwecks Vermeidung möglicher politischer Einflussnahme – ihnen nur durch rein sachliche Erwiderungen zu begegnen [3]. Das schließt ein, auf wirklich relevante Fachbeiträge und nicht zuletzt auf die dem Bundestag übergebene Risikostudie des Bonner Bundesamtes für Bevölkerungsschutz und Katastrophenhilfe (BBK) zum Erdbeben-Szenario Deutschland [32] hinzuweisen.

Danksagung

Die Autoren danken Frau Dr.-Ing Silke Beinersdorf und Herrn Dipl.-Ing. Tobias Langhammer vom Earthquake Damage Analysis Center (EDAC) für ihre Unterstützung bei der Erstellung der im Beitrag aufgenommenen Grafiken sowie für die sehr kurzfristige Auswertung der Szenarien und insbesondere für die Zurverfügungstellung der noch unveröffentlichten Ergebnisse.

8 Literatur

- [1] E DIN EN 1998-1/NA/A1:2023-02, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Änderung A1
- [2] E DIN EN 1998-5/NA/A1:2023-02, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte, Änderung A1
- [3] Fehling, E., Schwarz, J. (2022): Bauen in deutschen Erdbebengebieten – im Würgegriff der Baunormung? Bauingenieur, Ausgabe 97, 12, Aufsatz im D-A-CH-Fachteil, S. 3-5
- [4] Hampe, E. (1989): Von der unsicheren Sicherheit zur sicheren Unsicherheit. Bautechnik, Ausgabe 66, S. 329-335
- [5] Beinersdorf, S., Kaufmann, C., Schwarz, J., Knappmeyer-Endrun, B. (2021): Rezente Erdbebentätigkeit in Deutschland: Bodenbewegungen und Schütterwirkungen. Bautechnik, Ausgabe 98, 11, S. 826-837
- [6] Schwarz, J., Beinersdorf, S., Meidow, H. (2019): Magnitudenorientierter Erdbebenkatalog für deutsche und angrenzende Gebiete – EK DAG. Weimar: Bauhaus-Universitätsverlag als Imprint von arts + science weimar GmbH, 2019
- [7] SZGRF (2020): Bulletins des SZGRF 1998-2019
- [8] EMSS (2023): LASTQUAKE. European-Mediterranean Seismological Centre. <https://www.emsc-csem.org/Earthquake/europe/>, last access 22.3.2023
- [9] Schwarz, J., Lang, D.H., Raschke, M. (2000): Die Erdbeben in der Türkei am 17.08.1999 und 12.11.1999. Ein Beitrag zur Ingenieuranalyse der Schäden. Bautechnik, Ausgabe 77, 5, S. 301-324
- [10] Tiedemann, H. (1992): Earthquake and Volcanic Eruptions. A Handbook on Risk Assessment, Swiss Reinsurance Company, Zurich
- [11] Fehling, E., Brenker, E. (2014): Bemessung von Mauerwerk bei Erdbebenbeanspruchung. Mauerwerk, Ausgabe 18, 6, S. 342-356
- [12] Beinersdorf, S., Schwarz, J., Langhammer, T. (2009): Auswertung der Schäden des Albstadt-Erdbebens vom 03.09.1978: Empirische Bewertung der Verletzbarkeit von Mauerwerksbauten. In Proceedings D-A-CH-Tagung 2009: Erdbeben und Mauerwerk, 10. bis 11. September 2009, Schweizer Gesellschaft für Erdbeningenieurwesen und Baudynamik SGEB (Ed.), Zürich, 2009
- [13] Schwarz, J., Abrahamczyk, L., Genes, C. (2023): Erdbebenserie in der Grenzregion Türkei-Syrien: Fragen und erste Erkenntnisse. Bauingenieur Ausgabe 98, 4, Aufsatz im D-A-CH-Fachteil, S. 11-17.
- [14] De Luca, F., Verderame, G.M., Gómez-Martínez, F., Pérez-García, A. (2014): The structural role played by masonry infills on RC building performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake. Bull. Earthquake, Eng. Ausgabe 12, S. 1999-2026
- [15] Hermanns, L., Fraile, A., Alarcón, E., Álvarez, R. (2014): Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca earthquake. Bull. Earthquake, Eng. Ausgabe 12, S. 1977-1997
- [16] Abrahamczyk, L., Penava, D., Markušić, S., Stanko, D., Luqman Hasan, P., Haweyou, M., Schwarz, J. (2022): Die Magnitude 6,4-Erdbeben in Albanien und Kroatien: Ingenieuranalyse der Erdbebenschäden und Erfahrungswerte für die Baunormung. Bautechnik, Ausgabe 99, 1, S. 18-30
- [17] Fehling, E., Schwarz, J. (2021): DIN EN 1998-1/NA-2021 im Kontext der deutschen und europäischen Normenentwicklung. Bautechnik, Ausgabe 98, 11, S. 815-825
- [18] Fehling, E., Schwarz, J. (2021): Nationaler Anhang zu EN 1998-1. Bautechnik, Ausgabe 98, 11, S. 813-814
- [19] Fehling, E., Schwarz, J. (2019): Nationales Anwendungsdokument zu EN 1998-1 – Meilensteine der Entwicklung. Bauingenieur, Ausgabe 94, 4, D-A-CH-Mitteilungsblatt S. 2-9
- [20] Fehling, E., Schwarz, J. (2017): Nationales Anwendungsdokument zu EN 1998-1 – ein Memorandum. DIN-Dokument NA 005-51-06 AA N 934
- [21] Fehling, E., Pfetzing, T. (2019): Vorschlag und Erläuterungen zur neuen Tabelle NA.13 der DIN EN 1998-1/NA; 2019, Forschungsbericht, Fachgebiet Massivbau der Universität Kassel, Rev. B, 08.10.2019
- [22] Pfetzing, T., Fehling, E., Meyer, U. J. (2019): Schubtragfähigkeit von Ziegelmauerwerk mit teilweise aufliegender Deckenplatte. Mauerwerk, Ausgabe 23, S. 170-177
- [23] Butenweg, C., El Deib, K. (2019): Untersuchungen des Einspannungsgrads in Mauerwerksgebäuden auf Grundlage ausgewählter Mauerwerksgebäude der Reihenuntersuchung des DIBt-Forschungsvorhabens „Verbesserte seismische Nachweiskonzepte für Mauerwerksbauten in Deutschland“. Forschungsbericht DGFM-Projekt, SDA Engineering GmbH, Herzogenrath, 2019
- [24] Butenweg, C., Kubalski, T., El-Deib, K., C. Gellert, C. (2021): Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten nach DIN EN 1998-1/NA-2021. Bautechnik, Ausgabe 98, 11, S. 852-863
- [25] Wenk, Th. (2021): Einführung des Eurocodes 8 in der Schweiz. Bautechnik, Ausgabe 98, 11, S. 880-886
- [26] Erdbebensicher Bauen. Planungshilfe für Bauherren, Architekten und Ingenieure – Innenministerium Baden-Württemberg, 1986, 4. aktualisierte Ausgabe (Herausgeber: Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg mit Unterstützung der Landesstelle für Baustatik), Oktober 1999
- [27] Hampe, E.; Mußtow, L. (1985). Bauwerke unter seismischen Einwirkungen, Teil 1. Institut für Aus- und Weiterbildung im Bauwesen. Studienmaterial, Teil 2. (Hampe, E., Bohn, W., Schwarz, J.), 1. Auflage, Leipzig 1985
- [28] BGR (2022): Ausweisung der geologischen Untergrundklassen nach DIN EN 1998-1/NA (Eurocode 8) auf der Basis von geologischen 3D-Modellen. Arbeitsauftrag Nr. 8 des Direktorenkreises (DK) der Staatlichen Geologischen Dienste (SGD) „Einheitliche Neubewertung der geologischen Untergrundklassen nach DIN EN 1998-1/NA (Eurocode)“. Abschlussbericht (GZ. B70312-04). Bearbeiter: Steuer, S., Lorenz, V., Spies, T.; Vinnemann, C., Linder, B., Rappsilber, I., Schmidt, B., Pustal, I., Krentz, O. u.a., Hannover, Juli 2022
- [29] Schwarz, J., Langhammer, T., Kaufmann, C. (2005): Quantifizierung der Schadenspotentiale infolge Erdbeben (1): Rekonstruktion des Bebens in der Schwäbischen Alb vom 03.09.1978. Bautechnik, Ausgabe 82, 8, S. 520-532
- [30] Schwarz, J., Langhammer, T., Kaufmann, C. (2006): Quantifizierung der Schadenspotentiale infolge Erdbeben (2): Modellstudie Baden-Württemberg. Bautechnik, Ausgabe 83, 12, S. 827-841
- [31] Wenk T. (2008): Was kostet die Erdbebensicherung von Gebäuden? Tec21, Zürich, Ausgabe 35, S. 18-22
- [32] BBK (2020) Bericht zur Risikoanalyse im Bevölkerungsschutz 2019. Drucksache des Deutschen Bundestages 19/23825 vom 21.10.2020 mit dem Anhang Risikoanalyse Erdbeben (Stand: Februar 2020). Bundesamt für Bevölkerungsschutz und Katastrophenhilfe, 2020

Zirkuläres Bauen sichert bauwirtschaftliche Nachhaltigkeit und fördert die Umstellung auf die ganzheitliche Denkweise

Bestandserhalt, Sanierung, Aufstockungen oder Erweiterungen dienen dem Klima- und Umweltschutz und realisieren die Kreislaufwirtschaft im Bauwesen

Die Bauwende verändert alles: Sie etabliert die bauwirtschaftliche Kreislaufwirtschaft als zirkuläres Bauen, dessen primäres Ziel nicht der Verbrauch von Baumaterialien ist, sondern deren wohldurchdachte Wiederverwendung. Zirkuläres Bauen maximiert die Effizienz der Ressourcen und minimiert die Abfallmenge. Materialien, Produkte und ganze Gebäude werden in neue Produktionsprozesse zurückgeführt, also: wiederverwendet, recycelt oder aufgewertet. Es fundiert die Nachhaltigkeit der Bauindustrie, verlangt aber – und fördert! – die ganzheitliche Denkweise für die Planung, Prüfung, Errichtung und Entsorgung von Gebäuden und Infrastrukturen. Welche systemische Kraft für die bauwirtschaftliche und bautechnische Umbildung zum zirkulären Bauen nötig ist, damit der Abriss von Gebäuden immer seltener wird und welche Rahmenbedingungen geschaffen werden müssen, um dessen anspruchsvollen Ziele zu erreichen, das skizziert der folgende Beitrag aus dem Fundus einschlägiger Erfahrung.

1 Einführung

Unsere Firma, die Concular GmbH (Stuttgart), versteht sich als das erste digitale Ökosystem für zirkuläres Bauen in Deutschland und ist führend im Bereich der Gebäude-Ressourcenpässe und der Wiederverwendung von Bauteilen und Baumaterialien. Seit 2012 engagieren wir uns, gemeinsam mit Fachleuten für Architektur, Bauingenieurwesen, Software und Nachhaltigkeit, für die *Circular Economy* im Bausektor und unterstützen sie bei der Erfassung und Bewertung von Bauprodukten in neuen Gebäuden und im Bestand.

Das Ziel unseres Unternehmens ist es, alle Interessenten der Baubranche dabei zu unterstützen, Produkte und Materialien so oft wie möglich wiederzuverwenden, anstatt immer wieder neues Material beschaffen zu müssen. Die Ambition liegt hierbei in der 1:1-Substitution von Materialien. Jedes Material, das wiederverwendet wird, muss nicht neu produziert werden und spart somit Ressourcen und Treibhausgasemissionen ein. Daneben werden auch die Möglichkeiten des hochwertigen Recyclings betrachtet, wenn eine 1:1-Substitution nicht möglich sein sollte. Wir konnten so bereits mehr als 250 Projekte in Deutschland, Österreich und in der Schweiz durchführen und bringen mit unserem *Circularity Partner Program* mehr als 50 der führenden Hersteller- und Projektentwicklerfirmen und Architekturbüros zusammen.

2 Vor Ort präzise vermessen

Die Grundlage der Bewertung der Kreislauffähigkeit von Baustoffen im Bestandsbau ist eine umfassende Datenerfassung vor Ort. Nach einer Ersteinschätzung über das Wiederverwendungspotential der Baumaterialien eines Gebäudes werden die Bauteile und Baumaterialien im Rahmen eines *Circularity Assessments* aufgenommen und digital inventarisiert. Dies geschieht systematisch und mit 3D-Scans sowie *Computer Vision Algorithmen*. Alle Materialien werden auf diese Weise von unseren Fachleuten vor Ort präzise vermessen, gezählt, nach allen augenscheinlichen Eigenschaften beschrieben sowie fotografiert und mit Produkt- und Herstellerangaben ergänzt.

Die Umsetzung der Kreislaufwirtschaft bedarf einer ganzheitlichen Datenerfassung von Bestand, Um- und Neubau. Gebäude-Ressourcenpässe sind die entsprechende Grundlage, die benötigt wird, um zirkuläres Bauen umzusetzen, denn sie erlauben es, Materialien über die gesamte Lebensdauer nachzuverfolgen und so Ressourcen effizient zu nutzen. Das Hauptaugenmerk dabei ist deshalb die digitale Online-Plattform, in der Material- und Gebäudeinformationen vom aufgenommenen Bestand, aber auch von Um- und Neubauten gesammelt werden. Bei neuen Planungen wird ein BIM-Modell (oder alternativ eine CSV-Datei) hochgeladen, das anschließend in einen Gebäuderessourcenpass umgewandelt wird.

3 DIN Spec

In Konsequenz des Status quo müssen die Rahmenbedingungen – insbesondere Normierungen – aktualisiert und neu angelegt werden. Deshalb haben wir uns mit verschiedenen Unternehmen der Baubranche zusammengetan und eine *DIN SPEC* entwickelt, die die *Circular Economy* im Bausektor maßgeblich vorantreiben wird: Die DIN SPEC 91484 legt ein Verfahren zur Erfassung von Bauprodukten als Grundlage für Bewertungen des Anschlussnutzungspotenzials vor Abbruch- und Renovierungsarbeiten fest, sodass alle Marktteilnehmenden über eine ausreichende und einheitliche Datentiefe an allen Stellen der Wertschöpfungskette verfügen. Der Anwendungsbereich bezieht sich dabei auf bauliche Anlagen gemäß Paragraph 2 Absatz 1 der Musterbauordnung der Länder (MBO). Es werden Anforderungen für die Informati-



Annabelle von Reutern

ist Architektin und bei der Concular GmbH (Berlin) für das Business Development zuständig; sie hat nach ihrem Studium an der RWTH Aachen und an der TU Berlin mehrere Jahre in Kölner Architekturbüros gearbeitet und ist Mitglied bei *Architects for Future* und

Vorständin im Verband für Bauen im Bestand.

onsaufnahme, für das Zieldokument, den Prozess, die Beteiligten sowie für entsprechende Tools definiert. Diese ausgearbeiteten Informationen werden als Leitfaden zur Erstellung von *Pre-Demolition-Audits* (PDA) zur Verfügung gestellt. Hinsichtlich des Datenaustauschs der Ergebnisse wird ein einheitliches Datenformat angestrebt, um die Kompatibilität mit anderen Formaten zu gewährleisten.

4 Mission Bestandserhalt

Eine nachhaltige Ressourcennutzung ist essentiell, um die Pariser Klimaziele und die planetaren Grenzen einzuhalten, denn ohne eine radikale Transformation unserer Wirtschaftsweise hin zu einer funktionierenden Kreislaufwirtschaft können diese Ziele nicht erreicht werden. Ein Wandel wurde in den letzten Jahren sowohl gesellschaftlich als auch politisch sichtbar, er ist jedoch noch deutlich zu träge, um unsere Lebensgrundlagen – also unseren Planeten – zu retten. Deshalb müssen alle Verantwortlichen handeln und an einem Strang ziehen. Da die Baubranche für 40 Prozent der Emissionen und für 60 Prozent des Abfalls verantwortlich ist, ist es dringend notwendig, die Branche zu transformieren. Die Hälfte des CO₂ entsteht bei der Herstellung von Baumaterialien.

Aktuell werden beim konventionellen Abriss von Gebäuden, der in Deutschland bisher ohne Gutachten erfolgt, die vorhandenen Materialien entweder deponiert oder minderwertig recycelt. Und das, obwohl ein Großteil eine hohe Qualität aufweist und wiederverwendet werden könnte. Unser Unternehmen will deshalb auch dazu beitragen, Materialverknappungen, fragile Lieferketten der global vernetzten Baubranche und den damit verbundenen Planungsunsicherheiten entgegenzuwirken und übernimmt so gleichzeitig Verantwortung für zukünftige

Generationen. Denn neben den unübersehbaren klimaschädlichen Auswirkungen führt der Abbau von Primärressourcen oft zu Verletzungen von Menschenrechten und zur Zerstörung von Lebensräumen, insbesondere in Ländern des globalen Südens, und dort treffen sie die Menschen besonders hart, die ohnehin schon benachteiligt sind.

Diese diversen Problemstellungen fordern die Baubranche heraus, die aktuelle Bauwirtschaft, die linear und global funktioniert, in eine Kreislaufwirtschaft zu transformieren. Unsere selbst auferlegte Verpflichtung ist es daher, eine digitalisierte Plattform für Materialkreisläufe der Baubranche zu schaffen und auszubauen und somit eine zirkuläre und ressourcenschonende Bauindustrie zu ermöglichen. Dabei soll über übliche Lösungsansätze weit hinausgedacht, die Herausforderungen ganzheitlich angegangen und interdisziplinäre und technologische Lösungen entwickelt werden.

5 Aufträge auch für Großprojekte

Unser Team besteht aus über 50 Mitarbeitenden aus den Bereichen Architektur, Ingenieurwesen, Software und Betriebswirtschaft. Die Architektinnen und Architekten und die Ingenieurinnen und Ingenieure bringen Fachwissen und einen großen Erfahrungsschatz aus der Bau- und Immobilienbranche mit. Ein Produktteam entwickelt dafür die Frontend- und Backendbereiche und ermöglicht es, eine eigenständige Plattform für die Digitalisierung von Baustoffen in Gebäuden zu entwickeln. Diversität ist dabei ein zentrales Anliegen:

Die Teams sind interdisziplinär aufgestellt und gehören verschiedenen Nationalitäten an, was dazu beiträgt, kontinuierlich zu innovieren und neue Lösungen zu identifizieren.



Concular GmbH

Abb. 1: Die Grundlage der Bewertung der Kreislauffähigkeit von Baustoffen im Bestandsbau ist eine umfassende Datenerfassung vor Ort.

Bis heute hat unsere Firma an über 250 Projekten mitgearbeitet, die von der Bewertung der Zirkularität über die Abstimmung von Materialnachfrage und -angebot bis hin zu Beratung und Lebenszyklusanalysen reichen. Mehr als 60 Gebäude wurden im Rahmen eines Circularity Assessments vollständig digitalisiert und die Baumaterialien in den Materialkreislauf zurückgeführt. Wir werden von verschiedenen Firmen beauftragt, beispielsweise von Architekturbüros, Bauherren und Bauherinnen, Immobilienunternehmen, staatlichen und privaten Institutionen, aber auch von Einzelpersonen und Unternehmen unterschiedlicher Größe und Couleur. Großprojekte wie das denkmalgeschützte Warenhaus am Hermannplatz im Berliner Ortsteil Kreuzberg, das Stadion des VfB Stuttgart, die FAZ-Zentrale oder ein Siemens-Schulungszentrum in Feldafing wurden digitalisiert und die Materialien in ein neues Leben überführt. Dadurch konnten bisher nicht nur mehr als 100 Tonnen CO₂ eingespart werden, sondern auch mehr als zwei Millionen Euro an Deponiekosten.

6 Gebäuderessourcenpässe für Neubau und Bestand

Gebäuderessourcenpässe sind die Grundlage für die Wiederverwendung von Bauteilen in der Zukunft, denn Zirkularität funktioniert nur mit einer umfassend großen Grundlage aus Daten von den verbauten Bauteilen, mit Informationen unter anderen über Menge, Materialität, Ort, Verbindungsart und Rückbaumethode. Zudem ermöglicht der Gebäuderessourcenpass eine Betrachtung und Bilanzierung des gesamten Lebenszyklus, was heute Voraussetzung für eine Vielzahl von Gebäudezertifizierungen ist. Gebäude-Ressourcenpässe bieten wir nicht nur für Um- und Neubauten, sondern auch für Bestandsgebäude an. Ältere Bestandsgebäude, die keine vollständigen Pläne oder ähnliche Unterlagen vorweisen können, werden per Circularity Assessment vor Ort aufgenommen und nachträglich digital katalogisiert. Concular ist führend darin, den Gebäuderessourcenpass der Deutschen Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen (DGNB) auszugeben und damit die Möglichkeit zu schaffen, Materialien wieder in einen Kreislauf zu bringen, anstatt diese am Ende des Lebenszyklus zu deponieren.

7 Urban Mining Hubs

Um Urban Mining, also die Gewinnung und erneute Nutzung vorhandener verbauter Ressourcen, effektiv umsetzen zu können, benötigt die Re-Use-Bauwirtschaft lokale Lagermöglichkeiten in unseren Städten und Gemeinden – städtische Lagerflächen für Re-Use-Material. Am

besten zielt man dabei auf eine direkte Vermittlung von der Rückbau- zur Umbau- beziehungsweise zur Neubaugstelle ab. Oft ist das durch zeitliche oder örtliche Gegebenheiten nur schwer umzusetzen, weshalb Lagerungsmöglichkeiten geschaffen werden müssen.

Anfang Juli wurde in Berlin der erste *Urban Mining Hub* mit Unterstützung der Berliner Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, der Firma ALBA und Concular eröffnet. Er soll eine Blaupause für weitere Urban Mining Hubs werden. Es handelt sich hier um einen entscheidenden Baustein in der Wertschöpfungskette für eine professionelle Wiederverwendung, denn dadurch lassen sich Zeiträume überbrücken, die nach einem Rückbau und vor einer Nachnutzung entstehen, und es lässt sich verhindern, dass Bauteile vorzeitig ungenutzt zu Abfall werden. Der Urban Mining Hub ist eine Lagerhalle, in der Material, das nicht direkt in ein neues Projekt überführt werden kann, digital erfasst, katalogisiert und bis zum neuen Einbau gelagert wird. Die Wahrscheinlichkeit einer Weitervermittlung der Bauteile wird durch die gewonnene zeitliche Flexibilität deutlich erhöht.

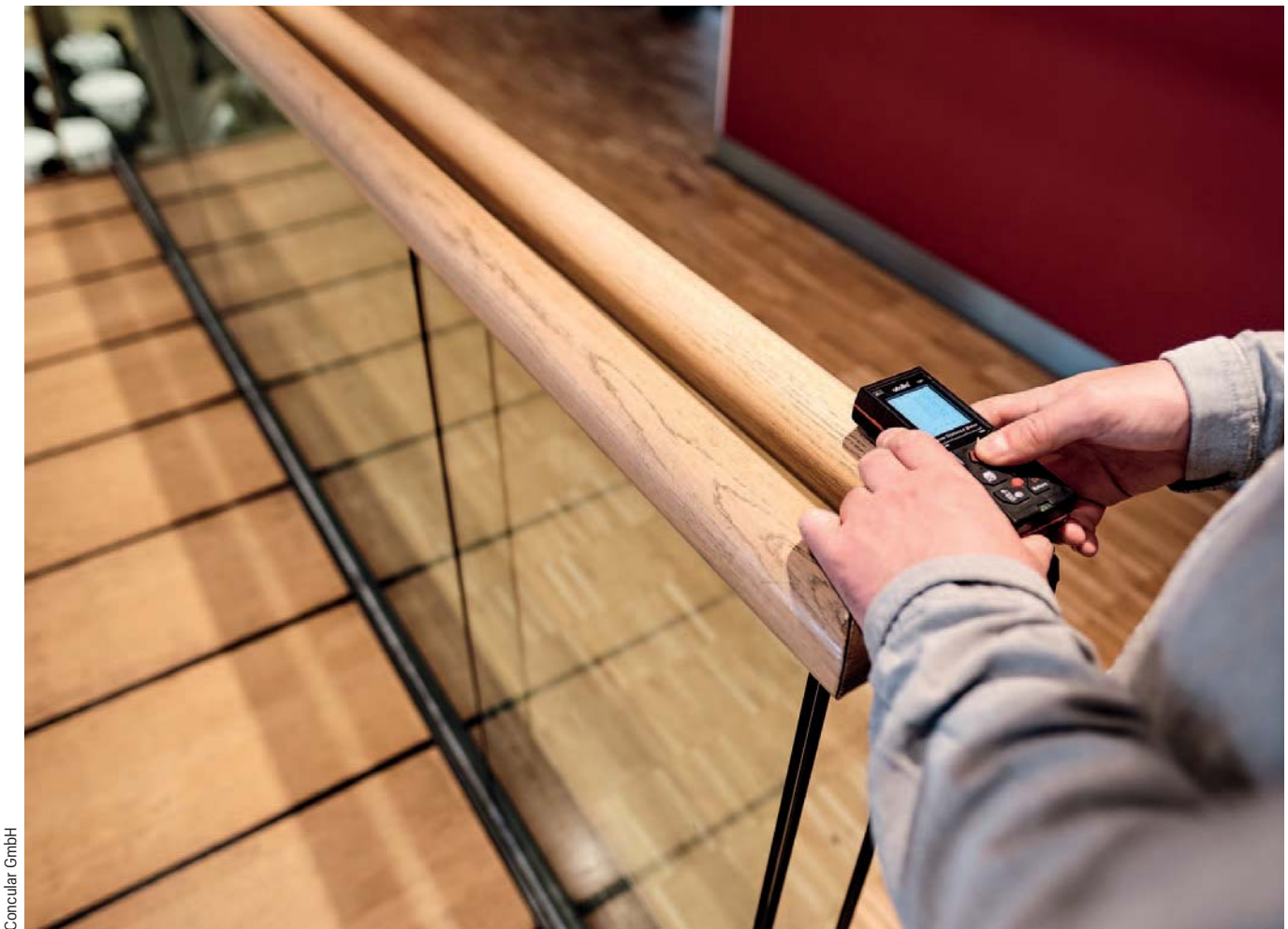
Städte und Gemeinden müssen die Voraussetzungen für die Kreislaufwirtschaft und damit den Umgang mit den gewaltigen Stoffströmen aus dem Bauwesen schaffen. Flächen für Urban Mining Hubs müssen mit Blick auf den Trend sowie die Notwendigkeit von Urban Mining in der Stadtplanung mitgedacht werden. Dazu müssen gesamtstädtische zirkuläre Strategien entwickelt und ortsnahe Flächen verfügbar gemacht werden.

8 Emissionen durch Re-Use einsparen

Bei der Planung von Um- und Neubauten muss der Lebenszyklus der Gebäude holistisch betrachtet werden. Mit einer Gesamtlösung für zirkuläres Bauen werden schon in frühen Planungsphasen graue Energien zur Einhaltung von Regularien digital und automatisiert bilanziert und aktiv bei der Nutzung wiederverwendeter Materialien unterstützt. Bei der Ökobilanzierung entfallen die Emissionen aus Ressourcenabbau und Herstellung der Bauteile gänzlich. Der Einsatz hat also großes Potenzial, den CO₂-Impact von Projekten deutlich zu reduzieren. Um Bauteile effektiv wiederverwenden zu können, müssen sie zerstörungsfrei ausbaubar sowie schadstofffrei sein. Die damit entstehende Marktgängigkeit erhöht zudem die Vermittlungswahrscheinlichkeit der Produkte. Besonders gut lassen sich heute Bauprodukte aus dem Innenausbau wie Türen, Systemtrennwände und Doppelböden wiederverwenden, denn sie benötigen keine statischen oder bauphysikalischen Nachweise. Teile der Gebäudehülle, wie zum Beispiel Fenster oder tragende



Abb. 2: Nach einer Ersteinschätzung über das Wiederverwendungspotential der Baumaterialien eines Gebäudes werden die Bauteile und Baumaterialien im Rahmen eines Circularity Assessments aufgenommen und digital inventarisiert. Dies geschieht systematisch und mit 3D-Scans sowie Computer Vision Algorithmen.



Concular GmbH

Abb. 3: Alle Materialien werden vor Ort präzise vermessen, gezählt, nach allen augenscheinlichen Eigenschaften beschrieben sowie fotografiert und mit Produkt- und Herstellerangaben ergänzt.

Bauteile, sind wegen bestimmter Normen und Regularien bisher nur unter Schwierigkeiten wiederverwendbar, weil dafür meistens eine *Zustimmung im Einzelfall* (ZiE) nötig ist. Eine Typenliste mit bereits im Einzelfall zugelassenen Bauprodukten würde die Wiederverwendung von Bauteilen vereinfachen.

Für eine Produkt- oder Haftpflichtversicherung speziell für den Schutz von Re-Use- oder wiederverwendeten Bauteilen stehen wir mit verschiedenen Versicherungsunternehmen im Austausch. Bisher bieten wir die Gewährleistung auf alle verkauften Bauprodukte.

8 Form folgt Verfügbarkeit

Für die Verwendung hochwertiger wiederverwendeter Materialien in Neu- und Umbauprojekte müssen die Planenden ihre gewohnte Art zu planen erheblich revidieren, und in Zukunft die Form - also das Design - der Verfügbarkeit von Materialien folgen lassen und nicht - wie bisher - umgekehrt. Zusätzlich ist das Konzept *Design for Deconstruction* für zirkuläres Bauen unumgänglich und muss bei der Planung mitgedacht werden. Unsere Fachleute stehen ihren Kolleginnen und Kollegen in der Planung deshalb auch während Planungsprozessen beratend zur Seite.

Grundsätzlich braucht es planerisch und architektonisch dringend neue Narrative, denn wiederverwendete Bauteile können nicht nur eine ganz besondere Ästhetik mit sich bringen, sondern auch eigene Geschichten erzählen. Dabei ist nicht die Wiederverwendung von Bautei-

len in unserer westlichen Gesellschaft etwas Neues, sondern die Wegwerfmentalität. Vor nur hundert Jahren wäre es kaum denkbar gewesen, wertvolle Materialien zu entsorgen und Ressourcen zu verschwenden, die auf unserer Erde endlich sind, und somit nicht wertzuschätzen. Heute haben wir leider ein Problem mit hartnäckigen Vorurteilen gegenüber dem Einsatz von Re-Use-Material, die meistens auf Skepsis oder auch auf Unwissenheit beruhen. Die Bauwende braucht Avantgardisten, sie wird nur gelingen, wenn auch die politischen, regulatorischen und haftungsbezogenen Weichen auf die richtigen Gleise gestellt werden.

9 Abriss ist von gestern

Fazit: Der Abriss von Gebäuden muss künftig auf ein absolutes Minimum beschränkt werden. Ein Abriss-Moratorium wäre ein wichtiger Bestandteil im komplexen Zusammenspiel verschiedener Maßnahmen und Interventionen der Bauwende. Die Nutzung des Bestandes in Form von Erhalt, Sanierung, energetischer Verbesserung, aber auch Aufstockungen, Erweiterungen und die Anpassung an zukünftige Nutzungsanforderungen, tragen sowohl zum Klima- und Umweltschutz als auch zur Lösung der sich zuspitzenden Wohnungsfrage bei. Zudem ist der Bestandserhalt ein wichtiger Schritt in Richtung Kreislaufwirtschaft im Bauwesen. Auf städtischer Ebene muss die Etablierung von Infrastrukturen für die Wiederverwendung von Bauteilen gefördert werden. Auch hierzu muss die Politik klare regulatorische Rahmenbedingungen schaffen.

Herausgeberin:**Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik e.V.**

Dr.-Ing. Hartmut Kallela, Präsident der BVPI

Kurfürstenstraße 129, 10785 Berlin

info@bvpi.de, www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

Redaktion:**Redaktionsbüro Werwath**

Drachenfelsstraße 39 A, 53604 Bad Honnef-Rhöndorf

Tel. 0 22 24 / 9 69 79 01

redaktion@bvpi.de

Layout/Satz:**Satz-Studio Heimerl**

Scherenbergstraße 12, 97082 Würzburg

Druck:**Vogel Druck und Medienservice**

Leibnitzstraße 5, 97204 Höchberg

Die meisten der in diesem Heft veröffentlichten Fachartikel sind überarbeitete Fassungen der Vorträge, die bei den Arbeitstagungen der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik gehalten worden sind.

Der Inhalt der veröffentlichten Artikel stellt die Erkenntnisse und Meinungen der Autoren und nicht die der Herausgeberin dar.

„Der Prüfsingenieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr. Bestellungen sind an die Herausgeberin zu richten.

Auflage: 5000 Exemplare

Die Redaktion des PRÜFINGENIEURS bittet ihre Leserinnen und Leser dafür um Verständnis, dass sie sich der Zeiterscheinung des grundsätzlichen, durchgängigen Genders der Texte nicht angeschlossen hat. Sie benutzt das generische Maskulinum wie gewohnt, wird die sprachliche generische Unterscheidung aber immer dann vornehmen, wenn der textliche Bezug dies nahelegt oder gebietet.

