



# DER PRÜFINGENIEUR

Das Magazin der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik

- Tragwerksplanung: Gelbdruck des neuen Eurocode bald kommentierbar
- BIM: Analoge und digitale Bauanträge werden noch lange koexistieren
- Brenntunnel: Wirkungsreiche Erfahrung mit multidisziplinärer Planung
- Berliner Stadtschloss: Konzertierte Planungen überwinden alle Probleme
- Offshore: Welche Tragkonstruktion für neue Windparks auf hoher See?
- Onshore: Welche Prüfungen und Kontrollen für sichere Windenergieanlagen?
- Infraleichtbeton: Neue bauphysikalische und architektonische Freiheiten
- Holzbau I: Immer mehr Nachweisprobleme für Baustatik und Brandschutz
- Holzbau II: Solide Kombination aus massivem Holz und Stahlbeton: Skaio



## Wie sicher ist sicher?



**Dipl.-Ing. Axel Bißwurm**  
Gesellschafter der Ingenieurgruppe Bauen (Karlsruhe),  
Prüfingenieur für Bautechnik (Holz-, Massiv- und Metallbau),  
im Vorstand der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) für Bau- und Berufsrecht sowie für Finanzen zuständig

Sicherheit ist eine wesentliche Grundvoraussetzung für den Zusammenhalt einer Gesellschaft, und wir Prüfingenieure leisten für diesen Zusammenhalt einen wichtigen Beitrag. Sicherheit beschreibt aber auch einen sehr vagen Zustand, der je nach Lebenslage und Situation differenziert zu bewerten ist. Wirklich sicher sind nur die Vergangenheit und die Endlichkeit unseres Daseins. In allen anderen Dingen stellt sich immer auch die Frage „Wie sicher ist sicher?“

Während wir im Straßenverkehr hohe Risiken auf uns nehmen und die Wahrscheinlichkeit eines Unfalls vergleichsweise hoch ist, akzeptieren wir im Bauwesen kein Versagen. Hier werden, obwohl das natürlich unsinnig ist, einhundert Prozent Sicherheit eingefordert.

Schadensereignisse, sei es durch höhere Gewalt oder durch menschliches Versagen, werden sich niemals ganz vermeiden lassen, auch wenn wir, zumindest in unserer Gesellschaft, im Bauwesen schon nahe daran sind. Dazu nur eine Zahl: In den letzten 500 Jahren hat es in Deutschland weniger als 50 Erdbebenetote gegeben. Selbst das letzte „schwere“ Beben Anfang der 1970er Jahre in Albstadt hat nur Sachschaden angerichtet, der aber zwischenzeitlich längst behoben ist.

Dennoch werden mit jedem Schadensereignis oder mit neuen Forschungsergebnissen die aktuellen Sicherheiten mit Blick auf das jeweils eine neue Ereignis hinterfragt. Auch aus politischen Gründen werden in der Folge neue, schärfere Regeln aufgestellt, um zu zeigen, dass man gewillt ist, derartige Schäden zu vermeiden. Es wird nicht hinterfragt und offen diskutiert, ob das Schadensereignis hinnehmbar ist und ob die Schadensfolgen von der Gesellschaft getragen werden können – oder müssen. Eine Beurteilung der langfristigen Konsequenzen des Handelns fehlt also.

Am Ende sollte aber die Frage stehen, was wir in unserer Gesellschaft mit unserem Tun und Handeln erreichen wollen. Wer legt fest, wie hoch die Messlatte gelegt wird? Ist es sinnvoll, sie nach jedem Schadensereignis etwas höher zu legen? Nur um der Gesellschaft das Gefühl zu geben, etwas getan zu haben? Welche Konsequenzen hat das? Was darf eigentlich passieren? All diese Fragen werden nicht beantwortet. Ein bewusster, gesamtheitlicher Umgang mit Schadensereignissen und deren gesellschaftlichen Konsequenzen findet mithin nicht statt.

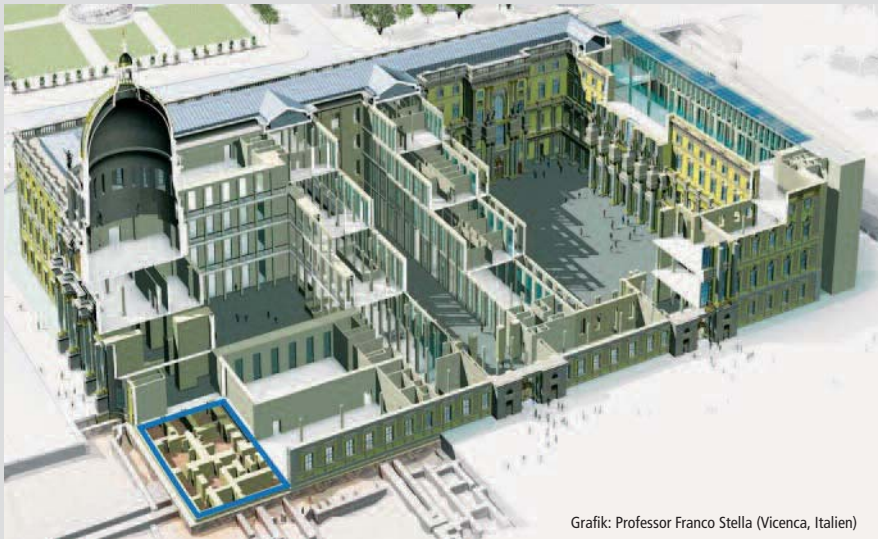
Andere Länder denken hier anders. So wurde beispielsweise in der Schweiz die Rauchmelderpflicht für Wohnungen nicht eingeführt, da sie unwirtschaftlich ist. Ein Vergleich der Kosten für Rauchmelder in allen Wohnungen hatte ergeben, dass mit anderen Maßnahmen mehr Menschenleben gerettet werden können. Diese Betrachtungsweise ist in Deutschland derzeit nicht vorstellbar, hier werden immer nur einzelne Punkte behandelt und in den Medien dargestellt, nie das große Ganze. Man muss auch beachten, dass ein Verschärfen von Regeln immer zur Folge hat, dass Bestehendes die neuen Regeln nicht erfüllt. Historische, zum Teil über tausend Jahre alte Bauwerke halten einem Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren rechnerisch meist nicht stand. Ist diese scheinbare Sicherheitslücke zwischen Bestand und neuen Anforderungen gesellschaftlich hinnehmbar? Wie groß darf diese werden? Sind am Ende die neuen Forderungen vor dem Hintergrund der Erfahrungen im Bestand doch überzogen?

Komplexer werdende Regeln führen dazu, dass sie immer weniger verstanden werden und deshalb auch nicht in Frage gestellt oder aus Unverständnis falsch angewendet werden. Das Warum hinter den Regeln gerät in den Hintergrund, nur die Regel zählt. Viel wichtiger wäre es, dorthin zu schauen, wo – gerade im Bauwesen – mit einfachen Mitteln echte Sicherheit gewonnen werden kann, nämlich in Richtung Umsicht und Sorgfalt bei der Vermeidung menschlicher Fehler.

Außergewöhnliche Umweltereignisse und deren Folgen lassen sich nicht völlig vermeiden. Ich meine, unsere diesbezüglichen Sicherheiten sind ausreichend. Unglücke aus Naturkatastrophen und deren Folgen müssen von einer Gesellschaft ausgehalten werden, hier ist die Gemeinschaft der beste Schutz. Zu meinen, durch eine Verschärfung der Regeln nach einem Ereignis eine Verbesserung zu erzielen, ist nicht sinnvoll. Eine wirksame Steigerung der Sicherheit kann aber durch Prävention beziehungsweise durch die Vermeidung menschlicher Fehler erreicht werden. Auch einfache und klar verständliche Regeln tragen zu einem gemeinsamen Sicherheitsverständnis bei.

Insbesondere das durch die Gesellschaft und damit vom Staat verordnete Vier-Augen-Prinzip für besonders schutzbedürftige Bereiche hat sich bestens bewährt. Sicherheit ist ein wesentliches Ziel unseres Zusammenlebens und damit hat es oberste Priorität bei den Staatsaufgaben. Der Staat darf sich diese hoheitliche Aufgabe nicht aus der Hand nehmen lassen, ansonsten scheitert er. Die Privatisierung der Sicherheit funktioniert nicht. Sobald wirtschaftliche Interessen wichtiger sind als die Sicherheit, werden Grenzen überschritten.

Wir müssen versuchen, offener über die gesellschaftlichen Herausforderungen und deren Ziele zu reden, dürfen bei unseren Forschungen und Entwicklungen aber nie das große Ganze aus den Augen verlieren – damit sicher auch wirklich sicher ist, und zwar so, wie wir es verstehen und wollen.



Grafik: Professor Franco Stella (Vicenza, Italien)

*DIE PLANUNG DER WIEDERERRICHTUNG des Berliner Stadtschlusses ist eine baugeschichtlich, architektonisch und ingenieurtechnisch beispiellose Aufgabe (sieht man von der Dresdener Frauenkirche einmal ab), die ohne die konzentrierte und konzertierte Interaktion aller Planer nicht hätte bewältigt werden können. Mit welchen immensen Komplikationen sich dabei die Ingenieure konfrontiert sahen und mit welchen einfallsreichen und fachlich geistreichen Lösungen sie sie gemeistert haben, beschreiben sie ab Seite 24.*



## EDITORIAL

Dipl.-Ing. Axel Bißwurm: Wie sicher ist sicher?

3

## NACHRICHTEN

Forschungsvorhaben der Initiative *planen-bauen 4.0* zum BIM-basierten Bauantrag steht kurz vor seinem Abschluss / Fazit: Analoge, digitale und BIM-basierte Bauantrags- und Genehmigungsplanungen werden noch lange koexistieren

6

Mitgliederversammlung der Eisenbahnsachverständigen: Hennecke als Präsident der vpi-EBA einstimmig bestätigt / Neue strategische Ausrichtung der zu intensivierenden Kooperation mit dem Eisenbahn-Bundesamt und der DB AG

7

Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfengeure mit anregenden Vorträgen Ende September in Hamburg / „Viele Stimmen, ein Ziel“: Was können Ingenieurbüros vom perfekten Zusammenspiel eines Orchesters lernen?

8

Die Arbeit an der 2. Generation der Eurocodes für den Konstruktiven Ingenieurbau geht planmäßig voran / Im Sommer kann die Fachöffentlichkeit den Gelbdruck der „Grundlagen der Tragwerksplanung“ kommentieren

9

Bautechnisches Seminar in Ratingen: Auch in Nordrhein-Westfalen werden künftig immer mehr Ingenieurmethoden im Brandschutznachweis angewendet

11

Dr.-Ing. Ralf Grube in den Ruhestand verabschiedet / Trajan Cubaleski neuer Geschäftsführer der bvs-NRW

12

Der nächste Ausbildungslehrgang für Sachkundige Planer für Betoninstandsetzung ist im 1. Quartal 2021 in Berlin

13

## TUNNELBAU

Prof. Dipl.-Ing. Dr.mult. Dr.-Ing. E.h. Konrad Bergmeister:

Beim Bau des Brenner Basistunnels wurden wegweisende Erkenntnisse für die multidisziplinäre Planung gewonnen / Die Schnittstellen neuer digitaler Plattformen mindern Fehler und fachliche Irrtümer zwischen den Disziplinen

14

## PROJEKTBERICHT BERLINER SCHLOSS

Dipl.-Ing. Bernd von Seht / Dr.-Ing. Michael Stauch:

Die konzertierte Interaktion aller Planer überwand beim Wiederaufbau des Berliner Stadtschlusses alle Probleme / Rekonstruierte historische Bauteile bilden mit den neuen Baukörpern ein schlüssiges Gebäude spezifischer Identität

24

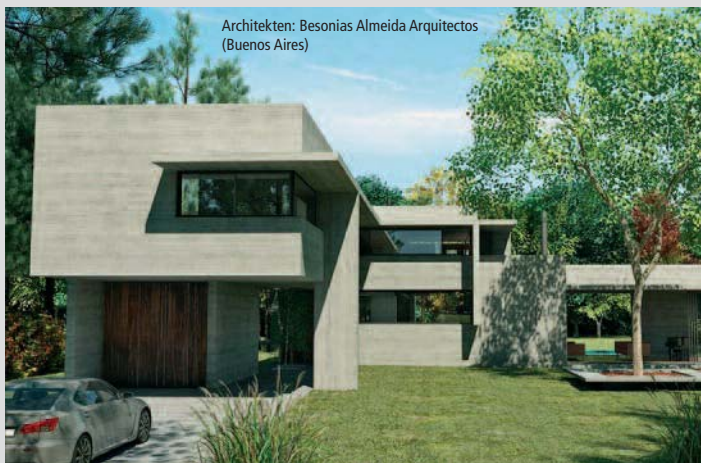


© Peter Schaumann



*OHNE OFFSHORE-WINDPARKS wird die Energiewende nicht zu machen sein. Doch wie die großtechnische Verwendung der Windenergie am besten realisiert werden kann, darüber gibt es viele Diskussionen. Wir bieten deshalb einen Überblick über die Entwicklung dieser Technik, über ihre Genehmigungsverfahren, über den Nachweis der Ermüdungsfestigkeit und über ihre Konstruktionsvarianten (wie diesen stählernen Pfahl eines Monopiles, des häufigsten Typs der Windenergieanlagen), und dies alles ab Seite 36.*

*DIESES LANDHAUS dokumentiert die hohen Fähigkeiten des neuen Infraleichtbetons, der eine hohe monolithische Tragfähigkeit mit vortrefflichen Wärmedämmeigenschaften kombiniert und eine hervorragende Druckfestigkeit mit einer technisch sehr nützlichen Wärmeleitfähigkeit verknüpft. Mit diesen Eigenschaften bietet er neue architektonische Freiheiten und eine echte Alternative zu mehrschichtigen Wandsystemen, wie zwei seiner ingenieurwissenschaftlichen Protagonisten berichten, und zwar ab Seite 58.*



Architekten: Besonias Almeida Arquitectos (Buenos Aires)

**WINDENERGIEANLAGEN I**

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann / Manuela Böhm, M.Sc.:

Die geplante Energiewende in Deutschland wird nur mit einem weiteren Ausbau von Offshore Windparks gelingen / Die Ermüdungsfestigkeit der hochbelasteten stählernen Tragstrukturen bedarf dabei spezieller Aufmerksamkeit

36

**WINDENERGIEANLAGEN II**

Dr.-Ing. Claus Goralski:

Geprüfte Pläne und periodische Bauwerkskontrollen sind die Basis des sicheren Betriebes von Windenergieanlagen / Die Berechnung und Prüfung ihrer Tragstruktur erfordern spezielle Kenntnisse von der Baudynamik und Ermüdung

48

**INFRALEICHTBETON**

Prof. Dr. sc. techn. Mike Schlaich / Dr.-Ing. Alex Hückler:

Infraleichtbeton bietet die architektonische Freiheit für ein neues einfaches und baukulturell wertvolles Bauen / Monolithische recycelbare tragende Wärmedämmungen als echte Alternative zu mehrschichtigen Wandsystemen

58

**HOLZBAU I**

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter:

Der expandierende Holzbau löst für Prüfengeure viele Nachweisprobleme für Baustatik und Brandschutz aus / Eine gezielte Novellierung von MBO und MVV TB muss die jetzt entstandenen Rechtsunsicherheiten beheben

67

**HOLZBAU II**

Dipl.-Ing. (FH) Susanne Jacob-Freitag / Dipl.-Ing. (FH) Anders Übelhack:

Skaio – Das erste hybride Holz-Hochhaus in Deutschland: 34 Meter hoch mit zehn Etagen und 60 Wohneinheiten / Eine solide Kombination aus Stahlbeton und massivem Holz mit einem sicherheitstechnisch passgenauen Brandschutz

73

**IMPRESSUM**

83

# Forschungsvorhaben der Initiative *planen-bauen 4.0* zum BIM-basierten Bauantrag steht kurz vor seinem Abschluss **Fazit: Analoge, digitale und BIM-basierte Bauantrags- und Genehmigungsplanungen werden noch lange koexistieren**

Kurz vor seinem Abschluss steht das Forschungsvorhaben von *planen-bauen 4.0*, jener Initiative, die im Rahmen der Forschungsinitiative *Zukunft Bau* der Bundesregierung gegründet worden war und im Auftrag des Bundesministeriums des Innern, für Bau und Heimat (BMI) vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) durchgeführt wird. *planen-bauen 4.0* hat wohl alle relevanten Verbände und Kamerorganisationen der Wertschöpfungskette Planen, Bauen und Betreiben in Deutschland zusammengeführt, um die Einführung von digitalen, den gesamten Lebenszyklus von Bauwerken und Immobilienprojekten abbildenden Geschäftsprozessen zu forcieren

Wie im PRÜFINGENIEUR (Heft 55, November 2019, Seite 17) schon berichtet wurde, ist die Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) als Gesellschafter dieser Initiative und als Projektpartner am Forschungsvorhaben beteiligt. Die BVPI hat ihren Beitrag zum Erkenntnisgewinn dieses

Forschungsvorhabens im Rahmen eines Workshops geliefert, den sie zusammen mit dem Verband Beratender Ingenieure (VBI) bereits im Mai 2019 in Berlin durchgeführt hatte.

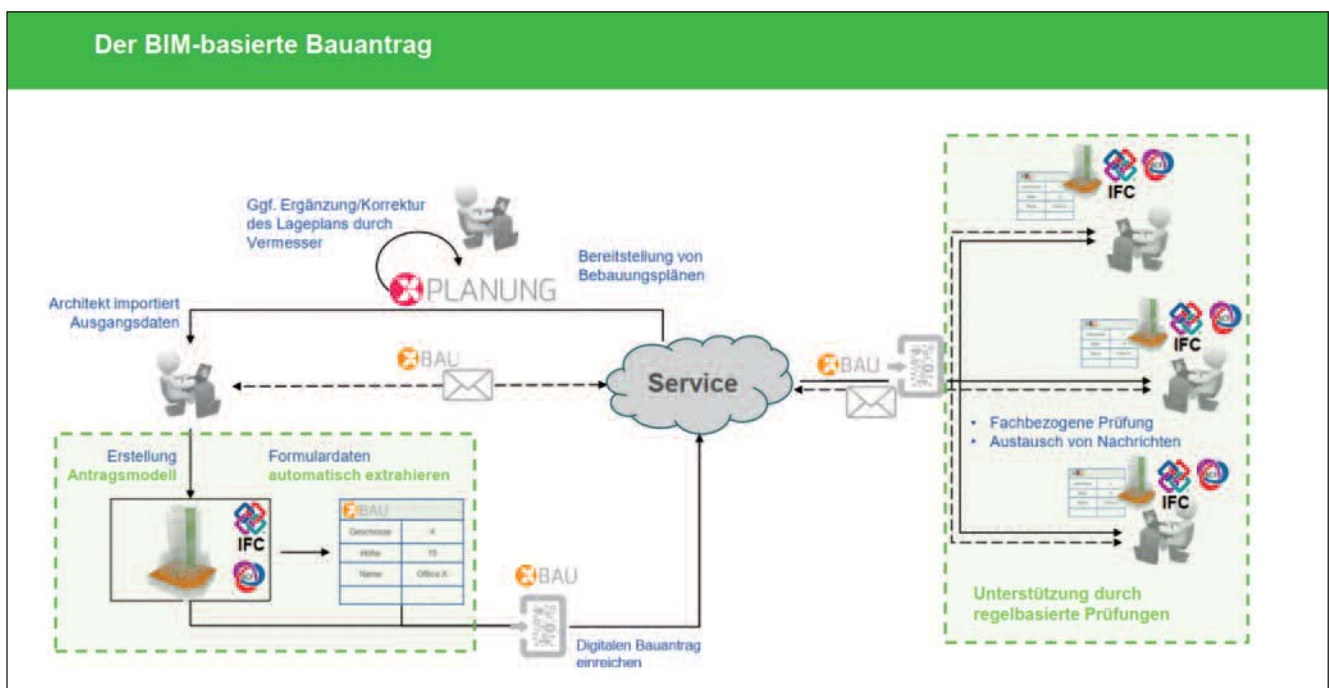
Vor dem Ende des Projekts, das offiziell am 20. Juni 2020 sein wird, wurden die Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens am 3. April 2020 einem geladenen Fachpublikum via Webkonferenz vorgestellt. Die BVPI-Teilnehmer des im letzten Jahr veranstalteten Workshops hatten dadurch die Möglichkeit, sich vorab über die zu erwartenden Ergebnisse zu informieren, mitzudiskutieren und abschließende Fragen zu stellen. Die Präsentation der Ergebnisse dieser Veranstaltung steht auf der projekteigenen Webseite unter dem Link: <http://www.bimbauantrag.de> unter dem Reiter *Ergebnisse* zum Download zur Verfügung. Während der Präsentation war es außerdem möglich, in einem Chat Fragen zu konkreten Punkten zu stellen. Das Protokoll des Chats ist mit den dazugehörigen Antworten ebenfalls verfügbar. Anhand der Fragen waren interessante Einblicke in die Gedankenwelt der am Forschungsprojekt Beteilig-

ten und darüber möglich, mit welchen Prioritäten sie an den Themen dieses Forschungsprojekts gearbeitet haben.

Eines der Ziele des thematisch überaus umfangreichen Forschungsvorhabens war es, die Frage zu klären, wie BIM-Modelle bei der Umsetzung von bundeseinheitlichen Standards für den Austausch und die Verarbeitung von Informationen bei bauordnungsrechtlichen Verwaltungsverfahren schon heute genutzt werden könnten. Grundlage dafür waren die Analyse und Erprobung der verfügbaren offenen Standards *XPlanung* und *XBau* unter Einbeziehung und Erprobung von offenen BIM-Formaten (IFC, BCF) und die Identifizierung von Anforderungen, die diesbezüglich von den BIM-Modellen erbracht werden müssen (siehe Abbildung).

Das Ergebnis war unter vielen anderen:

- die Erstellung einer Modellierungsrichtlinie für BIM-Modelle,
- die prototypische Implementierung der Datenübernahme aus dem BIM-Modell in den digitalen Bauantrag sowie



Grafik: Präsentation der Webkonferenz BIM-basierter Bauantrag

ANFORDERUNGEN an den BIM-basierten Bauantrag

- die automatisierte, regelbasierte Modellprüfung (MBO, BauNVO etc.) nebst Entwicklung prototypischer Software zur Erfüllung dieser Aufgaben.

In Anbetracht der zur Verfügung gestellten Fördermittel wurden durchaus beeindruckende Ergebnisse erzielt, welche das zukünftig mögliche Potential der BIM-basierten Bauantragsstellung und damit der BIM-Methode aufzeigen.

In diesem Zusammenhang ist das wegweisende Engagement der jeweiligen Behörden der im Projekt mitwirkenden Städte Hamburg und Dortmund zu erwähnen – dies vor allem in der Hoffnung, dass deren Wille zur Umsetzung Schule machen und zur Nachahmung motivieren möge.

Der Fokus des Forschungsvorhabens, beschränkte sich hauptsächlich auf die Kommunikation zwischen Bauantragsteller und Baubehörde und auf die Prüfung, ob die vom Planer gelieferten Informationen korrekt sind.

Die weiterführenden Prozesse und Vorgänge, die für das Überführen und Bearbeiten des BIM-Antragsmodells hin zum BIM-(Bau)Genehmigungsmodell über gegebenenfalls BIM-Fachmodelle konnten noch nicht erarbeitet und eingehend untersucht werden. Gleiches gilt für das Einbinden der Leistungen, die von den Prüfeningenieuren und Prüf-sachverständigen zu erbringen sein werden, und für die konkrete Form der Datenübergabe im Gesamtprozess. Dies sollten Gegenstände für weiterführende Forschungsvorhaben und Gesprächsrunden sein. Ein geplantes, logisch aufbauendes Forschungsvorhaben hätte zum Beispiel die Digitalisierung der Musterbauordnung zum Ziel, damit diese zur automatisierten BIM-Modellprüfung verwendet werden kann.

Fazit: Der Stein ist unaufhaltsam ins Rollen gebracht und das Ziel wird sichtbar. Der Weg zum angestrebten Optimum ist jedoch noch sehr weit. Betrachtet man die in der Projektevaluierung aufgeführten Rahmenbedingungen, die es umzusetzen gilt, um eine

flächendeckende Einführung des BIM-basierten Bauantrags sowie des BIM-basierten Genehmigungsverfahrens zu ermöglichen, erkennt man einiges Altbekanntes. Das macht es schwer, realistische Zeiträume abzuschätzen, die für die Umsetzung notwendig sind.

Eines steht jedoch fest: die Methoden der analogen, der digitalen und einer zukünftigen BIM-basierten Bauantrags- und -Genehmigungsplanung werden noch eine ganze Weile koexistieren. Die Bevorzugung einer bestimmten Planungs-, beziehungsweise Antragsmethode von behördlicher Seite soll es dabei, wie man hört, vorerst nicht geben.

*Dipl.-Ing. Christian Klein, BVPI*

Weiterführende Informationen zum Digitalen Bauantrag hat die Architektenkammer Nordrhein-Westfalen erarbeitet. Sie stehen als „Referenzprozess aus Sicht des Entwurfsverfassers“ unter

[www.aknw.de/mitglieder/digitalisierung/digitaler-bauantrag](http://www.aknw.de/mitglieder/digitalisierung/digitaler-bauantrag)

## Mitgliederversammlung der Eisenbahnsachverständigen: Hennecke als Präsident der vpi-EBA einstimmig bestätigt Neue strategische Ausrichtung der zu intensivierenden Kooperation mit dem Eisenbahn-Bundesamt und der DB AG

**Einstimmig sind anlässlich der jüngsten Mitgliederversammlung der Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbereich (vpi-EBA) im Februar 2020 deren Vorstand und deren Ehrenrat in ihren Ämtern und Funktionen bestätigt worden. Die vpi-EBA ist die berufsständische Vereinigung und Interessenvertretung aller im bautechnischen Bereich der Eisenbahnen tätigen und anerkannten Prüfer und als deren größter Einzelverband Mitglied in der Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für Bautechnik (BVPI). Vorsitzender der vpi-EBA bleibt demnach Dr.-Ing. Markus Hennecke (München), seine beiden Stellvertreter sind Dr.-Ing. Thomas Klähne (Berlin) und Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing Martin Mensinger (München). Als Kassenprüfer fungieren nach wie vor Dr.-Ing. Hans Scholz (Hamburg) und Dipl.-Ing. Josef Seiler (Berlin). Die Mitgliederversammlung 2020 war erst-**

mals im zeitlichen und organisatorischen Zusammenhang mit der traditionellen jährlichen Sachverständigentagung des Eisenbahn-Bundesamtes (EBA) in Fulda abgehalten worden, was aus Gründen der Zeit- und Kostenersparnis von den Mitgliedern der vpi-EBA im Zuge einer Mitgliederbefragung mehrheitlich so für die Zukunft festgelegt worden war.

Im Rahmen der Mitgliederversammlung ist der Bericht des Vorstandes hervorzuheben, in dem unter anderem über die Mitarbeit der vpi-EBA an der Eisenbahn-Inbetriebnahmegenehmigungsverordnung (EIGV) und an der Richtlinie des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur zur Ermittlung der Vergütung für die statische und konstruktive Prüfung von Ingenieurbauwerken für Verkehrsanlagen sowie die Prüfung des baulichen Brandschutzes für Personenverkehrsanlagen der Eisenbahnen im Zuständigkeitsbereich des Eisenbahn-Bundesamtes

(RVP) berichtet worden ist. Zudem ist in dieser Mitgliederversammlung die Neuaufstellung des vpi-EBA-Koordinierungsausschusses sowie seiner Arbeitskreise besprochen und über den Geschäftsbesorgungsvertrag diskutiert worden, den die vpi-EBA mit der Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für Bautechnik im Sinne einer rechtlich abgesicherten und soliden Basis für die gegenseitige Zusammenarbeit abzuschließen die Absicht hat.

Der zeit- und kostensparenden Verbandsarbeit, die der 2018 neu gewählte Vorstand unter Dr.-Ing. Markus Hennecke initiiert hatte, dient auch eine Satzungsneuvollziehung, die neben zahlreichen rein redaktionellen Änderungen vor allem eine Konkretisierung und Vereinfachung der Art und Weise von Beschlussfassungen der Mitglieder und der Gremien zum Ziel hatte. Nach dieser Satzungsänderung, die einstimmig gefasst worden ist, können alle Beschlüsse der vpi-EBA-Gremien

## NACHRICHTEN

jetzt auch im schriftlichen Verfahren mit einfachem Brief, per Fax oder per E-Mail gefasst werden.

Breiten Raum der Diskussionen der Mitglieder der vpi-EBA nahmen, neben der Abstimmung von Arbeitsabläufen des Vorstandes in der laufenden Interaktion mit der Geschäftsstelle in Berlin, die künftige strategische Ausrichtung des Verbandes ein, die zukünftig zu intensivierende Zusammenarbeit mit dem Eisenbahn-Bundesamt und der DB AG sowie die Ressortaufteilung innerhalb des neugewählten Vorstandes.

Die personalen Zuständigkeiten der Mitglieder des Vorstandes obliegen in Zukunft wie folgt:

- Dr.-Ing. Markus Hennecke (Vorsitzender): Strategie, Politik, Presse, Kontakte zu Institutionen des Bundes und der Länder, Verbände intern (Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik, Bau-Über-

wachungsverein BÜV, Deutsches Institut für Prüfung und Überwachung DPÜ), Gebührenordnungen, bvs-EBA-Angelegenheiten,

- Dr.-Ing. Thomas Klähne (Stellvertretender Vorsitzender): Kontakte zu Verbänden und Kammern, Verbändeanhörungen, Fortbildungen (intern/extern),
- Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger (Stellvertretender Vorsitzender): Finanzen, Öffentlichkeitsarbeit, Nachwuchsförderung.

Der Ehrenrat der vpi-EBA, der über Satzungsverstöße und mögliches satzungswidriges berufliches Fehlverhalten der Mitglieder der vpi-EBA befindet, setzt sich zusammen aus:

- Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach, Professor für Massivbau und Leiter des Instituts für Massivbau der TU Dresden,
- Dr.-Ing. Ralf Gastmeyer (Prüfamt für Standsicherheit der Landesgewerbeamt Bayern (LGA, Würzburg),

- Dr.-Ing. Manfred Hanf, (Geschäftsführender Gesellschafter der Weihermüller & Vogel GmbH, Beratende Ingenieure für Bauwesen, Wiesbaden, und
- Dr.-Ing. Ioannis Retzepis (Geschäftsführender Gesellschafter der Krebs & Kiefer Ingenieure GmbH, Karlsruhe).

In der vpi-EBA kann jeder vom Eisenbahn-Bundesamt (Referat 21) anerkannte Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau Mitglied werden. An diese Mitgliedschaft ist die Mitgliedschaft in der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik gekoppelt.

Kontakt:  
vpi-EBA  
Kurfürstenstraße 129  
10785 Berlin  
Telefon: 030 - 3198 914-40  
Telefax: 030 - 3198 914-49  
E-Mail: info@vpi-EBA.de  
www.vpi-EBA.de

# Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüferingenieure mit anregenden Vorträgen Ende September in Hamburg „Viele Stimmen, ein Ziel“: Was können Ingenieurbüros vom perfekten Zusammenspiel eines Orchesters lernen?

Wie schon in der vorhergehenden Ausgabe kurz gemeldet, findet die nächste Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) am 25. und 26. September 2020 im Helmut-Schmidt-Auditorium der Bucerius Law School in Hamburg statt. Auf ihrem Programm stehen fachlich anregende und informatorisch und beruflich bedeutende ingenieurwissenschaftliche Vorträge und Diskussionen.

Am Anfang steht, wie seit etlichen Jahren üblich, der Bericht des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) über die für die Prüferingenieure und Prüfsachverständigen relevanten aktuellen Vorgänge im DIBt. Dieses Jahr ist Dr.-Ing. Karsten Kathage der Berichterstatter, der Vizepräsident des DIBt, der vor allem den Weg zur Erteilung einer Europäischen Technischen Bewertung (ETA) beschreiben wird, also jene CE-Kennzeichnung von Bauprodukten, die nicht oder nicht vollständig von einer harmonisierten Norm erfasst sind.

Danach geht es am Vormittag des 25. September weiter mit folgenden Themen:

- Thermische und statische Bemessung der Gefrierkörper bei der Baugrundvereisung (Dr.-Ing. Wolfgang Orth, Ingenieurbüro für Bodenmechanik und Grundbau, Karlsruhe).
- Sensitivitätsanalyse mit verallgemeinerten Einflusslinien für eine abgesicherte Statik (Prof. Dr.-Ing. Kai-Uwe Bletzinger Technische Universität München, Lehrstuhl für Statik).
- Deckentragwerke aus geschichteten Betonen (Dipl.-Ing. Michael Frenzel, Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau).

Am Nachmittag des ersten Arbeitstages werden mehrere Vorträge zu den Themenblöcken „Bautechnik“ und „Brandschutz“ gegeben, die zeitlich parallel stattfinden. Dies sind unter der Rubrik Bautechnik folgende Referate:

- Mörtelverbindung für den Abtrag von Biegebeanspruchungen und/oder axialen Lasten im Stahlbau (Dr.-Ing. Michael Schwedler, Ingenieurbüro Jörss Blunck Ordemann GmbH, Hamburg).
- Tragende und raumabschließende Holzbauteile in hohen Gebäuden (Dr.-Ing. Mandy Peter, bauart Konstruktions-GmbH, München).
- Multifunktionale Tragwerke aus Holz (Konrad Merz, Merz Kley Partner GmbH, Dornbirn).

In der Sektion Brandschutz des ersten Vortragsstages dieser Arbeitstagung der Prüferingenieure und Prüfsachverständigen stehen folgende Themen auf der Agenda:

- Eine Musterbauordnung (MBO) ohne materielle Brandschutzanforderungen – Ausarbeitung einer Technischen Regel Brandschutz für Standardgebäude (M. Eng. Lena Buch, Ingenieurbüro Anwander GmbH & Co. KG, Sulzberg).



- Die Bauartgenehmigung – Fluch und Segen für den Brandschutz (B. Eng. M. Sc. Patrick Gerhold, Sachverständiger für vorbeugenden Brandschutz, Rassek & Partner Brandschutzingenieure, Wuppertal).
- Urbaner Holzbau in Hamburg – Wie viel Gewicht muss auf die Feuersicherheit gelegt werden? (Dipl.-Ing. (FH) Alexander Wellisch, Behörde für Inneres und Sport (Feuerwehr) der Freien und Hansestadt Hamburg).

Für Samstag, den 26. September, sind diese Referate vorgesehen:

- Stuttgart 21 – ein Ansatz für das Bauen von morgen (Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. h.c. Werner Sobek, Werner Sobek AG, Stuttgart/Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren (ILEK), Universität Stuttgart).
- Eine Stahlseilbrücke über den Neckar – Die neue Eisenbahnüberführung in Stuttgart-Bad Canstatt (Frank Schächner (schlach bergermann partner sbp GmbH, Stuttgart)).
- Robotisch gefertigte Leichtbaustrukturen auf der Bundesgartenschau 2019 in Heilbronn (Prof. Dr.-Ing. Jan Knippers, Universität Stuttgart, Institut für Tragkonstruktionen und konstruktives Entwerfen).
- Technische Herausforderungen beim südlichen Überseequartier der Hafencity Hamburg (Dr.-Ing. Markus Wetzels, Wetzels &



Foto: Presseportal.de/neuers aktuell GmbH, 20148 Hamburg

*DIE NÄCHSTE ARBEITSTAGUNG der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (BVPI) findet in der Bucerius Law School statt, der ersten und bisher einzigen privaten Stiftungshochschule für Rechtswissenschaften in Deutschland. Sie trägt den Namen des Gründers der Wochenzeitung DIE ZEIT, Gerd Bucerius, der diese Schule initiiert hat.*

von Seht, Hamburg, Dr.-Ing. Thomas Schadow WTM Engineers GmbH, Hamburg).

Den Abschluss der Arbeitstagungen der BVPI bilden traditionellerweise die „Festvorträge“, deren Themen nicht unbedingt zu den originär fachlichen Themenbereichen der Ingenieure, der Prüflingenieure oder der Prüf-sachverständigen gezählt werden können, sondern eine allgemein interessierende Materie behandeln. Dieses Jahr wird das Problem der Kommunikation in solchen Unternehmen erörtert, wie die Ingenieurbüros sie

darstellen. Referent ist der in München lebende österreichische Dirigent und Coach für Führungskräfte Christian Gansch, der unter der Überschrift „Viele Stimmen, ein Ziel – Das Orchester als Erfolgsmodell“ Koordinierungsüberschneidungen und -komplika-tionen in heterogen organisierten und strukturierten Körperschaften beschreibt und aus seiner Praxis als gelernter Musiker und vielfältig agierender Unternehmenscoach Thesen dafür ableitet, was solche Unternehmen von den Orchestern und deren Arbeitsweise lernen können.

## Die Arbeit an der 2. Generation der Eurocodes für den Konstruktiven Ingenieurbau geht planmäßig voran Im Sommer kann die Fachöffentlichkeit den Gelbdruck der „Grundlagen der Tragwerksplanung“ kommentieren

Der Pandemie zum Trotz geht im European Committee for Standardization (CEN), der privaten, nicht gewinnorientierten Organisation für die europäische Normung, die Entwicklung der 2. Generation der Eurocodes für den Konstruktiven Ingenieurbau planmäßig voran. Im Sommer 2020 wird dafür ein Meilenstein gesetzt werden. Dann wird es allgemein möglich sein, den Gelbdruck beziehungsweise die Vornorm des Eurocodes „Grundlagen der Tragwerksplanung“ (prEN 1990:2019) in deutscher Übersetzung zu kommentieren und zu bewerten.

Dies ist nach kostenfreier Registrierung auf dem Norm-Entwurfs-Portal des Deutschen Instituts für Normung (DIN) möglich (Adresse siehe unten).

Der von Tragwerksplanern gern zitierte jedoch inhaltlich meist weniger bekannte Eurocode EN 1990 wird aufgrund bestehender Abhängigkeiten zu den noch in Überarbeitung befindlichen Eurocodeteilen in einem ersten Paket (Package 1) veröffentlicht und dann auch kommentierbar sein. Dieses Paket enthält den Hauptteil der Norm inklusive der Anhänge B und C, deren Inhalte hauptsäch-

lich für die Entwicklung der materialspezifischen Eurocodeteile von Bedeutung sind (siehe Abbildung rechts) und die gelegentlich als „Norm für Normenmacher“ beziehungsweise als „Code for Codewriter“ beschrieben werden. Gleiches gilt für den Anhang A1 mit praxisrelevanteren allgemeinen Anwendungsregeln für die Bemessung von Gebäuden beziehungsweise gängigen Tragwerken.

Die Grundstruktur des Hauptdokumentes wurde nur wenig verändert. Im Allgemeinen sollte durch neue Überschriften, Neuformulierungen und erläuternde, neue Definitionen

# NACHRICHTEN

und Paragraphen die Anwendbarkeit und Lesbarkeit verbessert werden. Neuerungen sind deshalb unter anderem:

- Das Überführen und Verweben der Schadensfolgeklassen aus dem derzeit gültigen informativen Anhang B in den Hauptteil des Entwurfs,
- neue als allgemeingültig zu verstehende Formulierungen (inklusive des informativen Anhangs) zur Modellierung von Ermüdungseinwirkungen und deren Kombinationen sowie eines Abschnitts zur Konkretisierung von Einwirkungen aus Wasser.

Strukturelle und inhaltliche Veränderungen erfuhren vor allem die vorliegenden Anhänge A1 und B. Der normative Anhang A1 wurde so umgestaltet, dass alle relevanten Informationen für die Bemessung von Standardtragwerken enthalten sind.

Er ist somit für diesen Anwendungsbereich, losgelöst vom Hauptdokument, verwendbar und entspricht damit am ehesten der „Norm für Anwender“ („Code for users“). Neben einer umfangreichen Überarbeitung der Darstellungen der Einwirkungskombinationen, der Teilsicherheitsbeiwerte und einiger Ergänzungen der Kombinationsbeiwerte in Tabellenform hat auch die Möglichkeit zur Verwendung einer vereinfachten Kombinationsregel für quasiständige und vorübergehende Bemessungssituationen Eingang in den Normentwurf gefunden.

Zusätzlich wurden dem Anhang A1 Hinweise auf Verformungs- und Setzungsgrenzwerte hinzugefügt. Es ist jedoch davon auszugehen, dass die in diesem Anhang empfohlenen Grenzwerte zukünftig über den *Nationalen Anhang* durch die in Deutschland gebräuchliche Regelung der vertraglichen Festlegung dieser Grenzwerte zwischen Auftraggeber und Planer ersetzt werden.

Wie schon in Heft 55 des PRÜFINGENIEURs (Seite 18 ff.) erläutert wurde, ist neben der national-ideologischen Ausrichtung des Anhangs A1 der Anhang B der Norm maßgeblich durch das persönliche Engagement einiger Prüfsingenieure aus Deutschland und mit Unterstützung der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik (BVPI) so überarbeitet worden, dass in der derzeitigen Form eine unabhängige Prüfung ab Schadensfolgeklasse 2 festgeschrieben wird und mit seinem geplanten semi-normativen Charakter einen Weg ebnet, auf dem das deutsche Ziel einer unabhängigen Prüfung auch in anderen europäischen Ländern erreicht werden kann.

Der ebenfalls überarbeitete Anhang A2 (Anwendungsregelungen für Brücken) inklusive der neuen brückenspezifischen Anhänge G (Lager und Dehnungsfugen) und H (Schwingungen bei Fußgängerbrücken) werden nicht vor September 2021 zu kommentieren sein. Mit Ergänzung der Anhänge A3 bis A6 wurde dem Wunsch einer Mehrheit der Mit-

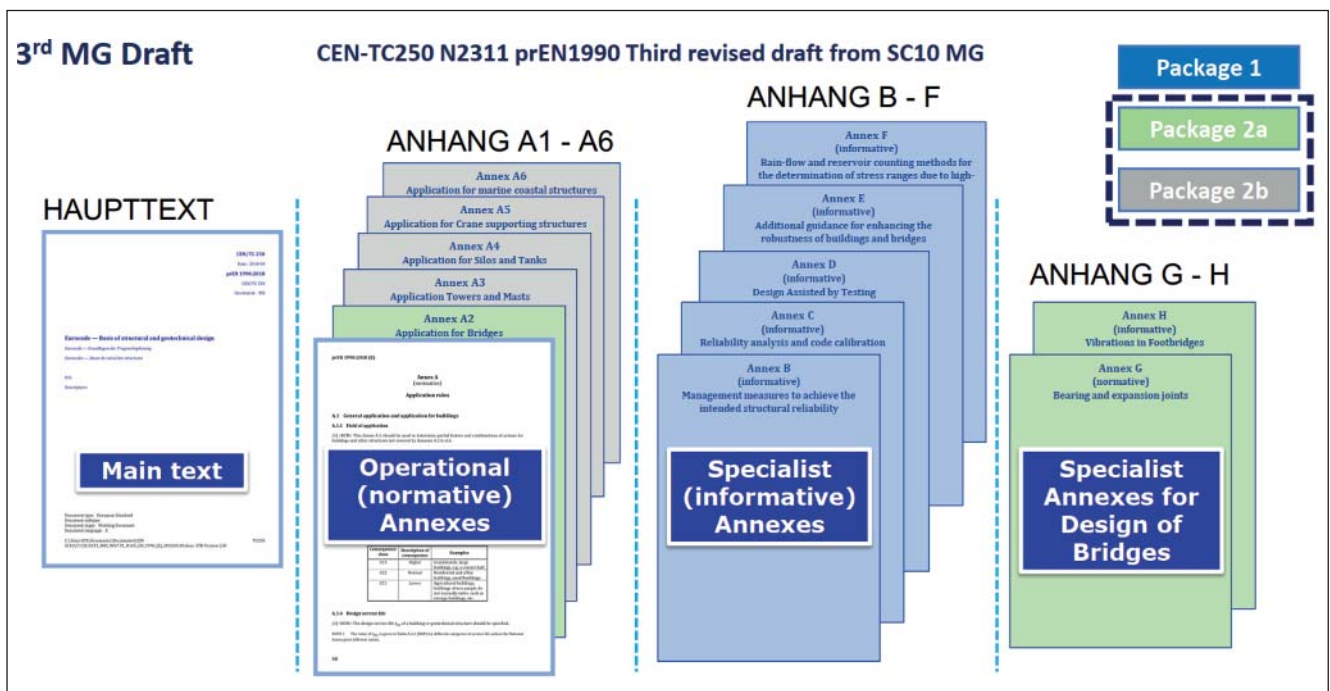
gliedstaaten entsprochen, die Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte für Türme und Masten, Silos und Tanks, kranunterstützte Konstruktionen sowie für see- und küstennahe Strukturen, die derzeit über mehrere Eurocodeteile verteilt sind, im Grundlagenteil abzubilden. Hier befinden sich die Anhänge jedoch noch in einer sehr frühen Entwurfsphase, die nicht vor 2023 beendet sein wird.

Abschließend ist an dieser Stelle noch anzumerken, dass es einer fast einheitlichen, deutschen Meinung und einem die Verbände und Organisationen in Deutschland übergreifenden Einsatz zu verdanken ist, dass die Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte bis heute im Entwurf den Werten der derzeit gültigen Norm entsprechen und somit weitestgehend gleich geblieben sind. Dies ist gegen den Trend im CEN erreicht worden, diese Werte weiter zu kalibrieren, was neben anderen Effekten zumindest eine noch größere Zahl von Lastkombinationsmöglichkeiten bedeuten würde.

► Das DIN Norm-Entwurfs-Portal steht unter: [www.entwuerfe.din.de](http://www.entwuerfe.din.de)

Dort ist als PDF-Download auch eine detaillierte Anleitung für die Registrierung als Nutzer und als Einsprecher zu finden.

Dipl.-Ing. Christian Klein, BVPI



Das erste Paket der neuen Norm für die Tragwerksplanung enthält ihren Hauptteil inklusive der Anhänge B und C, deren Inhalte hauptsächlich für die Entwicklung der materialspezifischen Eurocodeteile von Bedeutung sind.

# Bautechnisches Seminar in Ratingen mit den Schwerpunkten Neue Landesbauordnung, Brandschutz, statische Nachweise Auch in Nordrhein-Westfalen werden künftig immer mehr Ingenieurmethoden im Brandschutznachweis angewendet

Im Mittelpunkt des alljährlichen Bautechnischen Seminars NRW, das Ende Oktober 2019 in Ratingen durchgeführt worden war, stand die neue Landesbauordnung von Nordrhein-Westfalen und mit ihr die „Verordnung über den Bau und Betrieb von Sonderbauten in Nordrhein-Westfalen“, die sogenannte Sonderbauverordnung (SBauVO), die am 15. November 2019 in Kraft getreten war. Wie jedes Jahr, so hatten auch in diesem Jahr das Ministerium für Heimat, Kommunales, Bau und Gleichstellung des Landes Nordrhein-Westfalen, die Vereinigung der Prüfüngenieur für Baustatik in NRW, der Landesverband NRW des Verbandes Beratender Ingenieure VBI und die Ingenieurkammer Bau NRW zu diesem mittlerweile 28. Seminar eingeladen.

Gerade der Brandschutz sei, so sagte die zuständige Landesministerin Ina Scharrenbach nach der Begrüßungsansprache des Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüfüngenieur in NRW, Dipl.-Ing. Alexander Pirlet, in ihrem landespolitischen Grußwort vor etlichen hundert Teilnehmern, „eines der wichtigsten Anliegen des neuen nordrhein-westfälischen Bauordnungsrechts überhaupt“. Deshalb erläuterte Oberregierungsrat Dr.-Ing. Michael Schleich aus dem Referat für baulichen Brandschutz und Sonderbauten dieses Ministeriums seinen Kollegen und Kolleginnen im Saal dann etliche Details der Regelungen dieser neuen Landesverordnung. Dabei stellte er den Brandschutz in den Fokus seines Vortrags und beschrieb, warum und welche Ingenieurmethoden künftig in den Brandschutznachweisen angewendet werden sollen. Weiterhin berichtete Schleich über die Ergebnisse der Beratungen der sogenannten Baukostensenkungskommission, die im Auftrag der Bundesregierung preistreibende und überdimensionierte Standards und Kosten von Materialien und Verfahren am Bau zu überprüfen hatte und dazu einen besonderen Fokus auf neue Normen und deren Folgenabschätzung für die Kosten des Bauens und Wohnens gelegt hatte. Mit ihrer Arbeit habe sie, wie Schleich in Ratingen am Beispiel von möglichen Rampenneigungen in Tiefgaragen gezeigt hat, einen positiven Ein-

fluss vor allem auch auf die in den Bundesländern und in NRW erlassenen Sonderbauverordnungen ausgeübt.

Ebenfalls über den Brandschutz referierte – an Hand praktischer Erfahrungsberichte – der Bereichsleiter für Vorbeugenden Brand- und Gefahrenschutz der Feuerwehr Dortmund, Branddirektor Dipl.-Ing. Gero Droste. Kritisch seien, so berichtete er aus seiner reichen Praxis, meistens jene Rettungseinsätze, die in Wohngebäuden notwendig werden. Daraus leitete er die Forderung ab, dass den Fluchtwegen und den Aufstellflächen für die Feuerwehr auf Grundstücken noch mehr praxisnahe Aufmerksamkeit geschenkt werden müsste – und verwies begründend in diesem Zusammenhang auch auf die DIN 14090 („Flächen für die Feuerwehr auf Grundstücken“). Die Punktlasten aus der Drehleiter eines Feuerwehrwagens seien beispielsweise, so meinte Droste, beim Feuerwehreinsatz häufig höher als die angesetzten Lasten in den statischen Nachweisen, was im praktischen Einsatz sehr häufig zu gefährlichen Komplikationen führen könne.

Seit April 2019 liegt bekanntlich Teil 4 des Eurocodes 2 („Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton“) im Weißdruck vor, der Regelungen für Dübel, Kopfbolzen und Ankerschienen umfasst. Dem Inhalt dieses EC und seinen Anwendungssektoren widmete sich der Geschäftsführer der Hegger + Partner Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH (H+P Ingenieure, Aachen), Dr.-Ing. Wolfgang Roeser. Er wies seine Zuhörer darauf hin, dass mit diesem europäischen Regelwerk künftig auch die Lastweiterleitung, die Ermüdung, der Brandschutz und die Erdbbensicherheit für Befestigungen normativ geregelt würden. Die Bemessungsnorm ersetze den Annex C der Europäischen Technischen Zulassung ETAG 001 und die entsprechenden Technical Reports, als Bewertungsdokumente enthielten dann die Europäischen Technischen Zulassungen (EADs) die notwendigen produktspezifischen Beiwerte.

Ein Thema, dem im Zeitalter der Digitalisierung eine wachsende Bedeutung zukommt, hat Univ.-Prof. Dr.-Ing. Arndt Goldack vom

Lehr- und Forschungsgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke an der Fakultät für Architektur und Bauingenieurwesen der Bergischen Universität Wuppertal behandelt: Plausibilitätskontrollen und Qualitätssicherungsmaßnahmen bei komplexen statischen und numerischen Berechnungen. Arndt erinnerte seine Zuhörer an das scheinbar merkwürdige Ergebnis des Hambly'schen Paradoxons, das er am Beispiel eines Küchenhockers erklärt hat, der mit vier Stuhlbeinen eine größere Bemessungsschnittkraft aufweisen könne als mit drei Stuhlbeinen. Im weiteren Verlauf seines Vortrags stellte Goldack den Stabwerkmodellen die Ermittlung der Schnittgrößen und die Modellierung mit Finiten Elementen gegenüber.

Gleich im Anschluss stellte Universitätsprofessor Dr.-Ing. Markus Feldmann, der Leiter des Instituts für Stahlbau am Lehrstuhl für Stahl- und Leichtmetallbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen die Stahlbaurichtlinie für die vereinfachte Bemessung gewöhnlicher Stahlbaukonstruktionen vor, die er in Kooperation mit Prof. Dr.-Ing. Jörg Laumann, dem Leiter des Lehrgebiets Stahlbau der Fachhochschule Aachen, als Ergänzung von Eurocode 3 erarbeitet hat. Diese Richtlinie war von der Ingenieurkammer Bau NRW, der Vereinigung der Prüfüngenieur für Baustatik in Nordrhein-Westfalen und von *bauforumstahl* in Auftrag gegeben worden, dem Dachverband für das Bauen mit Stahl in Deutschland. Die neue Richtlinie ziele, erklärte Feldmann, auf den allgemeinen Hochbau ab, zum Beispiel auf Geschossbauten sowie auf Industrie- und Gewerbehallen mit Kranbahnen. In dieser Stahlbaurichtlinie werden, wie Feldmann weiter berichtete, die Regelungen des Eurocode 3 übersichtlich und kompakt zusammengefasst, sodass 80 Prozent der Anwendungsfälle mit 20 Prozent des Textumfangs erfasst würden. Dabei seien die einzelnen Regelungen so gegliedert, dass keine umständlichen Querverweise mehr vorhanden seien. Alleine mit den vorgeschlagenen vereinfachten Einwirkungskombinationen, wie sie in ähnlicher Form aus der DIN 18800 bekannt sind, könnten bei gleicher Berechnungsgenauigkeit eine deutlich übersichtlichere Dokumentation der Statik erreicht wer-



den. Auch die Nachweise für Biegedrillknicken würden in einem praxisgerechten Format zur Verfügung gestellt. Derzeit werde geklärt, inwiefern eine bauaufsichtliche Einführung der Richtlinie parallel zum Eurocode 3 möglich sein würde.

Über die praktische Anwendung des Carbonbetons und über die neuesten Entwicklungen, die es über diesen Baustoff zu vermelden gibt, hat Dipl.-Ing. Cynthia Morales Cruz in Ratingen berichtet, die Leiterin der Arbeitsgruppe Erhaltung und Instandsetzung des Instituts für Bauforschung (ibac) der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. Zukünftig werde, so prognostizierte sie, der Ertüchtigung von Betonbau-

ten im Bestand mit Carbonbeton eine immer größere Bedeutung zukommen, und sie führte ihrem interessierten Auditorium einige erfolgreiche Anwendungsbeispiele sowohl im Bestandsbau als auch im Neubau vor. Derzeit würden Richtlinien für die praktische Anwendung erarbeitet, um somit eine noch breitere Akzeptanz des Carbonbetons zu erreichen, erläuterte Morales Cruz.

Das Ratinger Bautechnische Seminar wäre seit 28 Jahren nicht einer der fachlich attraktivsten fortbildenden beruflichen Anziehungspunkte für Ingenieure und Architekten in NRW und darüber hinaus, wenn nicht auch, wie üblich, „Hinweise der Obersten Bauaufsicht“ des Landes auf dem Vortragsprogramm

ständen. Andreas Plietz vom Referat Bautechnik/Bauphysik des Bauministeriums NRW hat dazu vor allem die neuen europäischen und nationalen Bestimmungen für die Anwendung von Bauprodukten und die teilweise noch unvollständigen europäisch harmonisierten Normen sowie die Änderungen in der Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen für das Land NRW erläutert, wo es nach neuer Landesbauordnung künftig auch *Qualifizierte Tragwerksplaner* gibt, einen berufsqualifizierenden Hochschulabschluss, mindestens drei Jahre Berufserfahrung und die Mitgliedschaft in einer Baukammer vorzuweisen haben. Die Anerkennung erfolgt in NRW durch die dortige Ingenieurkammer.

*Dr.-Ing. Wolfgang Roeser, Aachen*

## Dr.-Ing. Ralf Grube in den Ruhestand verabschiedet Trajan Cubaleski neuer Geschäftsführer der bvs-NRW



*ZUM NEUEN GESCHÄFTSFÜHRER der Bewertungs- und Verrechnungsstelle der staatlich anerkannten Sachverständigen für die Prüfung der Standsicherheit in Nordrhein-Westfalen (bvs-NRW GmbH) ist Dipl.-Ing. Trajan Cubaleski ernannt worden. Er hat Dr.-Ing. Ralf Grube abgelöst, der im Rahmen einer kleinen Feierstunde am Rande einer Sitzung des nordrhein-westfälischen technischen Koordinierungsausschusses der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (BVPI) mit großem Dank für seine mehr als 15 Jahre währende Arbeit für die Belange der bvs-NRW und damit für die Belange der Prüfm Ingenieure und Sachverständigen in Nordrhein-Westfalen in den Ruhestand verabschiedet worden ist.*

*Die bvs-NRW ist die Service-Einrichtung für staatlich anerkannte Sachverständige für die Prüfungen der Standsicherheit in Nordrhein-Westfalen. Sie sorgt für die rechtskonforme Umsetzung der gesetzlichen Grundlagen der Sachverständigenverordnung und übernimmt die Be-*

*wertung und die Verrechnung von baustatischen Prüfungen. Sie leistet damit, wie es auf ihrer Website heißt, einen „Beitrag für die Aufrechterhaltung der Qualität bautechnischer Prüfungen“. Dem Bauherrn entstehen durch die Einschaltung der bvs-NRW keine zusätzlichen Kosten.*

*Unser Foto zeigt (v.l.n.r.) Trajan Cubaleski, den neuen bvs-NRW-Geschäftsführer, Dipl.-Ing. Andreas Plietz vom Referat Bautechnik/Bauphysik des Ministeriums für Heimat, Kommunales, Bau und Gleichstellung des Landes Nordrhein-Westfalen, den früheren Geschäftsführer der bvs-NRW, Dr.-Ing. Ralf Grube, sowie den Vorsitzenden des Technischen Koordinierungsausschusses der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure und Prüfsachverständigen in Nordrhein-Westfalen, Prof. Dipl.-Ing. Balthasar Gehlen (Düsseldorf), und Dr.-Ing. Matthias Andres (Bochum), den Vertreter Nordrhein-Westfalens im Technischen Koordinierungsausschuss der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (Berlin).*



# Der nächste Ausbildungslehrgang für Sachkundige Planer für Betoninstandsetzung ist im 1. Quartal 2021 in Berlin

## Er umfasst jetzt auch die einschlägigen Lehrmodule der Bundesanstalten für Wasserbau und für das Straßenwesen

In den Lehr- und Ausbildungsplan des „Ausbildungsbeirats Sachkundiger Planer für die Instandhaltung von Betonbauteilen“ (ABB-SKP) sind jetzt auch die fachthemenrelevanten Lehrmodule der Bundesanstalten für Wasserbau (BAW) und für Straßenwesen (BAST) aufgenommen worden. Da diese Lehrmodule einen Umfang von insgesamt vier Lehreinheiten à 45 Minuten haben, hat der Bauüberwachungsverein (BÜV), der diese Lehrgänge durchführt, seinen Ausbildungslehrgang (mit der Möglichkeit der akkreditierten Zertifizierung bei bestandener Prüfung) von sechs auf sieben Veranstaltungstage erweitert. Dieser erweiterte Lehrgang fand erstmals vom 1. bis 7. März 2020 bei der Bayerischen BauAkademie in Feuchtwangen statt.

Der ABB-SKP war auf eine Initiative des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAFStb) gegründet worden und soll als Organ des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ) unter anderem auf Grundlage der Instandhaltungs-Richtlinie des DAFStb eine Harmonisierung unterschiedlicher Ausbildungsinhalte verschiedener Anbieter herbeiführen.

Der Lehr- und Ausbildungsplan des DPÜ musste inhaltlich und zeitlich erweitert werden, weil sein ohnehin schon breit gefächertes Spektrum nur auf diese Weise um die fachlichen Belange der BAW und der BAST ergänzt werden konnte. Auch die neuen Inhalte sind mit den Ausbildungsstätten abgestimmt worden, die vom DPÜ als Ausbildungsstätten anerkannt worden sind. Das sind derzeit:

- Die Bauakademie Hessen-Thüringen,
- die Bauhaus-Universität Weimar,
- der Bau-Überwachungsverein (BÜV),
- die Bildungszentren des Baugewerbes,
- das Europäische Institut für postgraduale Bildung GmbH,
- die Gütegemeinschaft Planung der Instandhaltung von Betonbauwerken und
- die Technische Akademie Esslingen.

Der Bau-Überwachungsverein als einer der Träger des ABB-SKP hat als eine der ersten

Ausbildungsstätten die Vorgaben der Bundesanstalten für Wasserbau und Straßenwesen aufgenommen und in den eigenen Lehrplan übernommen.

Die Voraussetzungen für die Teilnahme an diesen Lehrgängen haben sich mit seinen inhaltlichen Erweiterungen nicht geändert. Für den Lehrgang des BÜV im März dieses Jahres waren eine Ingenieurin und 23 Ingenieure zugelassen, die jeweils eine mindestens fünf Jahre dauernde einschlägige Berufserfahrung auf dem Gebiet der Betoninstandsetzung nachweisen konnten. Für sie war, wie sie auf Befragung mitteilten, vor allem die angestrebte Zertifizierung das ausschlaggebende Kriterium für die Teilnahme an diesem Lehrgang beim BÜV.

Bereits nach kurzer Zeit konnte im Verlauf dieses Lehrgangs ausgemacht werden, dass seine Teilnehmer sehr leistungs- und wissensstark sind. Scheinbar mühelos wurde dem täglichen Vortragpensum von zehn und mehr Stunden standgehalten. Die Beteiligung an den Diskussionen nach den jeweiligen Vorträgen war stets von großem Interesse geprägt und zielorientiert. So mag es am Ende auch nicht verwundern, dass von den 24 zugelassenen Personen lediglich eine die Prüfung nicht bestehen konnte.

Bereits jetzt steht fest, dass der 16. Ausbildungslehrgang, zu dem man sich bereits jetzt initiativ bewerben kann, im 1. Quartal 2021 an der Hochschule für Technik und Wirtschaft in Berlin stattfinden wird. Bei der Zulassung zur Teilnahme werden, wie immer, jene Bewerber vorrangig behandelt, deren primäres Ziel die Erlangung eines gesonderten professionellen Qualitätsmerkmals in Form einer Zertifizierung gemäß DIN EN ISO/IEC 17024 ist, die nach bestandenerm Lehrgang vorgesehen ist, und für deren Erhalt besondere fachliche Kriterien erfüllt werden müssen.

Sofern die Aufnahmekapazitäten es erlauben, sind aber auch jene Teilnehmer willkommen, die lediglich an der Vortragsreihe interessiert sind und deren Teilnahme ihren Abschluss mit einer entsprechenden Bescheinigung findet.

Es empfiehlt sich, dass zertifizierungswillige Teilnehmer in einem ersten Schritt bereits jetzt folgende Bewerbungsunterlagen beim BÜV einsenden:

- Formloser Antrag auf Teilnahme am Lehrgang,
- tabellarischer Lebenslauf mit Lichtbild,
- Kopie des Diploms mitsamt Zeugnis, des 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 Referenzliste mit Beschreibung der wichtigsten Eckdaten sowie aller Charakteristika der Arbeiten.

Nach bestandener Prüfung sowie im Sinne der angestrebten Zertifizierung müssen die fachliche Unabhängigkeitserklärung und ein polizeiliches Führungszeugnis beigebracht werden.

Die Bewerbung alleine verpflichtet oder berechtigt den Kandidaten zur Teilnahme noch nicht. Erst nach der Auswertung der Bewerbungsunterlagen durch die Prüfungskommission erhält dieser Nachricht darüber, ob er zu Ausbildung und Prüfung, somit auch zur Zertifizierung, prinzipiell zugelassen worden ist. Der Teilnehmer entscheidet dann im eigenen Ermessen, ob er verbindlich an der Veranstaltung teilnehmen wird.

Kooperationspartner dieses Lehrgangs ist die Hochschule für Technik und Wirtschaft in Berlin.

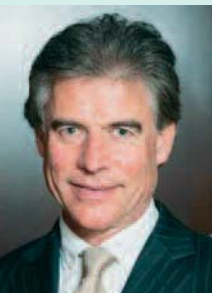
Bewerbungen um die Teilnahme und inhaltliche Anfragen sind per Post oder per E-Mail zu richten an:

Bau-Überwachungsverein (BÜV)  
Kurfürstenstr. 129  
10785 Berlin  
Tel.: 030/3198914-13  
E-Mail: vidackovic@bvpi.de  
www.buev-ev.de

# Beim Bau des Brenner Basistunnels wurden wegweisende Erkenntnisse für die multidisziplinäre Planung gewonnen

## Die Schnittstellen neuer digitaler Plattformen mindern Fehler und fachliche Irrtümer zwischen den Disziplinen

Weil Infrastrukturbauwerke sehr viele Funktionen erfüllen müssen, sind auch sehr viele ingenieurtechnische Fachdisziplinen gezwungen, während der Planung und während der Baurealisierung authentisch miteinander zu kooperieren und plausibel zu kommunizieren. Das Problem sind die Schnittstellen zwischen den Fachgebieten. Die den benachbarten Disziplinen oft unverständlichen Terminologien bewirken Informationsverluste und Missverständnisse, die ein flüssiges interdisziplinäres Zusammenarbeiten merklich erschweren. Hinzu kommen die immer anspruchsvolleren fachlichen Komplexitäten der Projekte, die einem reibungslos funktionierenden gemeinsamen Planen und Bauen entgegenstehen. In dieser Situation bieten digitale Plattformen neue Optionen für multidisziplinäre Planungen. Ihre Wirkung wird hier deshalb am Beispiel der Planung des Brenner Basistunnels beschrieben, des mit 64 Kilometern längsten Eisenbahntunnels der Welt. Die neuen digitalen Methoden, die dort entwickelt und erprobt worden sind, werden hier ausführlich konkretisiert. Sie könnten das multidisziplinäre Planen überall deutlich verbessern. Sie verlangen, wie gezeigt wird, in den ersten Planungsphasen zwar mehr Zeit, tragen aber später konstitutiv dazu bei, dass divergierende Schnittstellen viel weniger Fehler und Missverständnisse zwischen den Fachdisziplinen produzieren. Beim Brenner Tunnel versetzten sie die Planer obendrein in die Lage, eine sehr ressourceneffiziente Bautechnik zu realisieren.



Prof. Dipl.-Ing. Dr. mult.  
Dr.-Ing. E. h. Konrad Bergmeister

studierte Bauingenieurwesen, Kunstgeschichte, Volksarchitektur und Philosophie, und er promovierte in Philosophie, technischen Wissenschaften und Internationaler Wirtschaft; 1990 gründete er in Vahrn (Südtirol) das Ingenieurbüro *Ingenieurteam Bergmeister GmbH*; seit 1993 lehrt Konrad Bergmeister als Universitätsprofessor an der Universität für Bodenkultur in Wien Konstruktiven Ingenieurbau; von 1999 bis 2006 war er Chefingenieur und technischer Direktor der Brennerautobahn und von 2006 bis 2019 Vorstand der Brenner Basistunnel SE.

## 1 Einführung

Der Brenner Basistunnel ist das größte und prioritäre europäische Infrastrukturprojekt. Basistunnel werden ohne Rampen mit nur geringer Steigung durch ein Gebirge geführt und sind deswegen wesentlich länger und aufwendiger als sogenannte Scheiteltunnel, die über Zufahrtsrampen erreicht werden und meist unter einem Gebirgspass hindurchführen.

Von der Machbarkeitsstudie (1987 bis 1989) für den Brenner Basistunnel bis zu seinem Bauabschluss und seiner Eröffnung im Jahre 2028 wird eine Zeit von vierzig Jahren vergangen sein. In einem solchen Zeitraum ändern sich die Anforderungen und die Normen, aber auch die Genehmigungsprozesse und die Planungs- und Baumethoden. Das ist einerseits eine Chance, andererseits ist diese Zeitspanne aber viel zu lang, um ein Bauprojekt effizient zu planen und zu bauen.

Der Brenner Basistunnel hat aufgrund seines durchgehenden Erkundungsstollens (**Abb. 1**) einen enormen Vorteil gegenüber anderen Basistunneln. Er dient der Exploration des Gebirges, der Verminderung des Baurisikos und der Optimierung der Baukosten und der Bauzeiten [1]. In der späteren Betriebsphase kann er als Servicestollen für die Drainagierung des Gebirgswassers, für die Aufnahme der technischen Anlagen und für die Inspektion und Instandhaltung des Tunnels genutzt werden.

## 2 Multidisziplinäre Planung

Unter multidisziplinärer Planung versteht man die Berücksichtigung sämtlicher Fachdisziplinen, die für die Realisierung, den Betrieb und die Instandhaltung eines Projektes notwendig sind. Mit Hilfe einer digitalen Planungsplattform unter Einbezug der Realisierungszeiten, der Kosten, der Nachhaltigkeit und der Lebenszyklen können künftig mit dem einheitlichen, offenen IFC-Standard für den Datenaustausch die verschiedenen Fachplanungen integriert werden [1], [2], [3] [4].

### 2.1 Georeferenzierung und kartographische Portale

Beim Bau des Brenner Basistunnels wurde die Planung auf georeferenzierten Daten aufgebaut. Zu diesem Zwecke wurde ein kartographisches Portal (*WegGis*) angelegt und nach thematischen, skalierbaren Modulen aufgebaut. Die wesentlichen sechs thematischen Module sind:

- Geologie,
- Planung,
- wasserwirtschaftliche Beweissicherung,
- Vermessung,
- Eigentümer und Katasterparzellen,
- Öffentlichkeit.

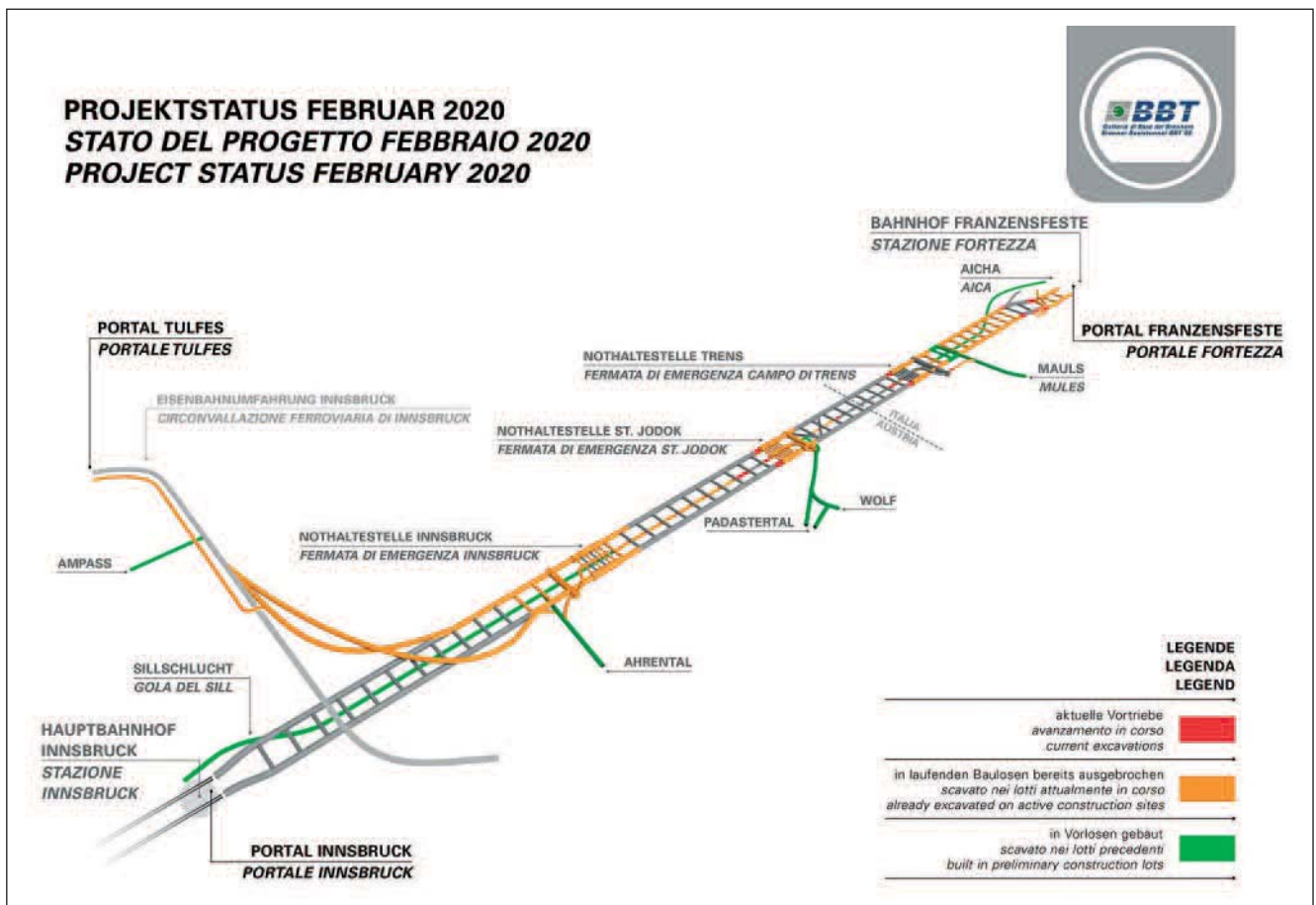


Abb. 1: Lageplan des Brenner Basistunnels mit aktuellen Vortrieben

Sämtliche Informationen werden in drei Sprachen (Deutsch, Italienisch, Englisch) veröffentlicht. Die unterstützende Datenbank Oracle mit dem Framework mapAccel WebGis-Database erlaubt nicht nur die visuelle Darstellung der Geländeformationen und des Basistunnels, sondern es können auch logische Abfragen durchgeführt werden. Außerdem können Daten von verschiedenen Koordinatensystemen (UTM, WGS84, ITRF94, Gauss Boaga, Gauss Kröger, ETRS89) verwaltet werden. Durch das WebGis-Portal können alle am Brenner Basistunnel beteiligten Planer und die Öffentlichkeit auf eine transparente Art und Weise Informationen erhalten und sämtliche georeferenzierten Informationen abfragen.

Die Grundlagenvermessung, die Planung und die Übertragung von Planungsdaten in die Natur ist eine notwendige Aufgabe bei der Errichtung eines Bauwerks. Dieses muss die richtigen Abmessungen haben und insbesondere am richtigen Ort und in der richtigen Höhe platziert werden. Für Infrastrukturobjekte (zum Beispiel für Straßen oder Eisenbahnen) erfolgt die Aufnahme und Absteckung in erster Linie im globalen Kontext. Alle Objekte, die den Entwurf beeinflussen, können in ein großflächiges geodätisches Koordinaten- beziehungsweise Referenzsystem (KOS) eingebunden werden. Diese werden in der Regel von den Vermessungsämtern der einzelnen Länder bereitgestellt.

Die großflächigen geodätischen Koordinaten- oder Referenzsysteme eignen sich in der Regel für den Tunnelbau nur begrenzt, da deren Hauptzweck in der Abbildung großräumiger Gebiete oder ganzer Staaten liegt. Daher ist es üblich, für ein Tunnelbauprojekt ein neues, lokales Projektkoordinatensystem (PKOS) zu definieren, das eine gemeinsame Grundlage für die gesamte Projektdokumentation und den Bau

bildet. Die verfügbaren Bestandsunterlagen werden dann in dieses lokale Projektkoordinatensystem transformiert oder neu vermessen, was eine hohe Präzision und Qualität gewährleistet.

Durch den grenzüberschreitenden Verlauf des Brenner Basistunnels liegen die Bestandsunterlagen in verschiedenen nationalen Koordinatensystemen vor. Somit ergeben sich bereits zu Beginn der Planungsphase Probleme, da eine spannungsfreie Transformation zwischen den einzelnen Koordinatensystemen eine anspruchsvolle und kaum lösbare Aufgabe ist. Durch den Einsatz eines projekteigenen lokalen Projektkoordinatensystems entfällt die Notwendigkeit, die Koordinaten jedes einzelnen Objekts in zwei verschiedenen Koordinatensystemen zu bearbeiten.

Im Rahmen des Vorprojektes im Jahre 2001 wurden daher die Geodaten aus den beiden am Projekt beteiligten Ländern Österreich und Italien zusammengeführt, um einen klaren Planungsprozess zu gewährleisten und Fehler beim Untertagebau zu vermeiden. Allerdings verwenden beide Länder völlig unterschiedliche Koordinatensysteme. Daher wurde ein eigenes Koordinatensystem (UTM 32N ITRF 1994.0.) geschaffen und sowohl die österreichischen als auch die italienischen Daten konvertiert. Zu Baubeginn hat die BBT SE, also die europäische Aktiengesellschaft, die die Errichtung des Brenner Basistunnels betreibt und im Auftrag Österreichs, Italiens und der EU für seine Planung und Bau verantwortlich zeichnet, ein eigenes, völlig neues lokales Projektkoordinatensystem (BBT\_TM-WGS84) definiert.

Der Höhenunterschied zwischen beiden Höhensystemen beträgt am Brenner ungefähr zwölf Zentimeter (Österreich: Pegel Adria, Italien:



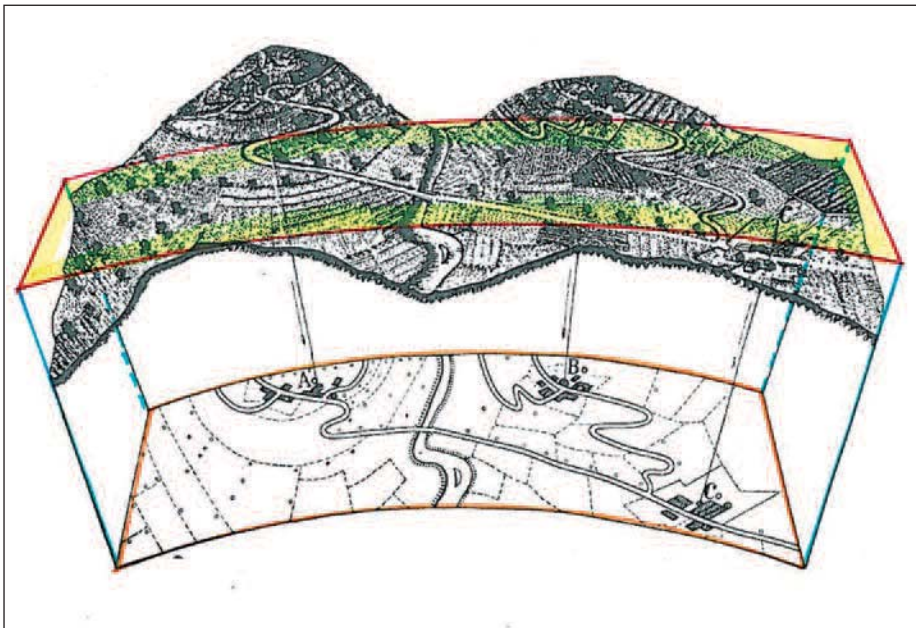


Abb. 2: Das Ellipsoid des lokalen Projektkoordinatensystems WGS84 und die Höhenbezugfläche im Projektbereich

Pegel Genua). Das gewählte vertikale Bezugssystem ist der *European Vertical Reference Frame 2007* (EVRF2007), der über das *United European Leveling Network* (UELN) realisiert wurde. Das EVRF (deutsch: Europäisches Vertikales Referenzsystem (EVRS)) ist ein schwerkraftbezogenes Höhenreferenzsystem, das durch das vertikale Datum als Nullpegel definiert wird, für welchen das Erdschwerkraftfeldpotential  $W_0$  gleich dem Normalpotential des mittleren Erdellipsoids  $U_0$  ist:  $W_0 = U_0$ . Das UELN (deutsch: Vereinigtes Europäisches Nivellementnetz) ist das übergeordnete Netz des europäischen Präzisionsnivellements; es stellt den künftigen Höhenbezug aller staatlichen Höhennetze Europas dar und dient vornehmlich wissenschaftlichen Zwecken.

Um eine bessere Übereinstimmung zwischen der Natur und den Geodaten zu erreichen und den rechnerischen Aufwand zu verringern, wurde für den Bau des Brenner-Basistunnels die Projekt-Bezugsfläche definiert, die  $H_{\text{orth}} = 770$  Meter ( $H_{\text{ell}} = 720$  Meter) über dem Ellipsoid liegt (Abb. 2). Dadurch werden die Daten aus dem Ellipsoid mit dem Maßstab  $m_{\text{ref,plane}} = 1,000121$  skaliert.

## 2.2 Digitale Planung mit BIM und IFC-Datenaustausch

Eine wichtige Entwicklung im Bauwesen ist die parametrische Modellierung der Projekte, um dadurch schnell Anpassungen an sich ändernde Rahmenbedingungen vornehmen zu können [5]. Insbesondere im Tunnelbau sind Geometrieänderungen jederzeit möglich, zum Beispiel durch notwendige Anpassungen aufgrund des Gebirgsverhaltens, bei Anpassungen der Achsen oder wegen Mess-Ungenauigkeiten [6]. Einige wichtige Vorteile der Verfügbarkeit eines BIM-Modells sind:

- Konsistente Datengrundlagen für sämtliche Fachplanungen,
- genauere Mengenermittlung und Plausibilitätsprüfungen,
- mögliche Interaktion mit den geologischen und hydrologischen Informationen und den Gebirgsverformungen, et cetera,
- Visualisierungsmöglichkeiten.

Die Daten zwischen den verschiedenen Fachdisziplinen können mit dem IFC-Datenaustauschstandard softwareunabhängig importiert und exportiert werden (aktuelle Version IFC4 – ISO-Standard: 16739). Wichtig sind auch die Beziehungen (Relationen) zwischen den Modellelementen. Damit können einzelne Modellelemente von Systemen und

Baugruppen gebündelt werden. In der Regel kann nur eine Teilmenge von Informationen, die in einem proprietären Informationsmodell enthalten sind, übertragen werden. Daher werden bei Projekten die Dateien vielfach im IFC-Format zu einem bestimmten Modellstand übermittelt.

Da beim Brenner Basistunnel ein neues, projiziertes und zusammengesetztes Koordinatensystem definiert worden ist, hat dieses keinen EPSG-Code und kann daher nicht mit dem gängigen IFC-Format ausgetauscht werden. Diese Codes geben den räumlichen Bezug von Geodaten eindeutig an und beinhalten die jeweils komplette Beschreibung eines Koordinatenreferenzsystems. Es gibt mehrere hundert solcher Referenzsysteme, und jedes besteht aus einer Liste von zehn bis zwanzig Parametern. Sie sind in der Liste der EPSG-Codes beschrieben. Mit ihren vier- bis fünfstelligen kurzen Schlüsselnummern können sie komplexe Zusammenhänge in einfacher Form international austauschbar machen. Derzeit müssen solche Informationen in einer zusätzlichen Datei im Anhang der Projektdokumentation ausgetauscht werden [7]. Diese Unzulänglichkeit kann künftig aber durch eine Erweiterung des IFC-Schemas beseitigt werden.

## 2.3 Planungsphasen mit Definition der Lebenszyklen

Die bekannten Planungsphasen bei Infrastrukturprojekten wurden beim Brenner Basistunnel um eine weitere Planungsphase, nämlich um die Regelplanung (guide design), ergänzt, damit nach dem Einreichprojekt diejenigen Maßnahmen konkret geplant werden können, die von den Behörden nach der Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) vorgeschrieben worden sind.

Ein weiteres Ziel dieser ergänzenden Planungsphase war die Festlegung einheitlicher, länderübergreifender Planungsstandards für die Definition der technischen Lebensdauer, des Sicherheitsniveaus, der Berechnungsgrundlagen, die für das geomechanische Gebirgsverhalten benötigt werden, und für die Betonformulierung und andere wichtige relevante konstruktive Details. Diese Planungsphasen sind:

- Machbarkeitsstudie: 1987 bis 1989,
- Optimierungsprojekt mit Definition der Trasse: 1995 bis 1997,
- Vorprojekt: 1999 bis 2002,



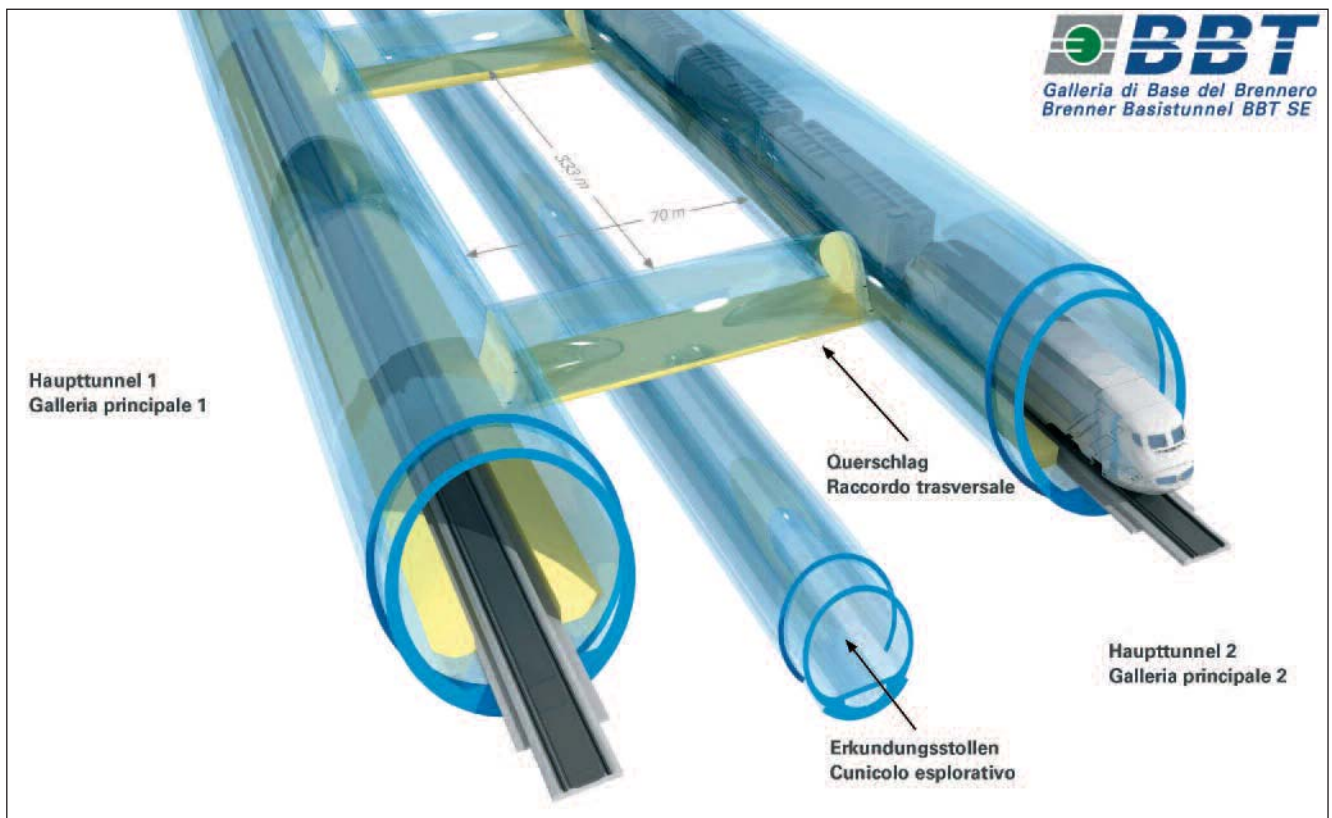


Abb. 3: Die Haupttunnel mit dem im Abstand von 70 und 12 Meter tiefer liegenden Erkundungsstollen

- Einreich- und UVP-Projekt: 2005 bis 2008,
- Genehmigungsphase: Februar 2008 bis August 2009,
- Regelplanung (guide design): 2012 bis 2015,
- Ausschreibungs- und Ausführungsprojekt: laufend,
- Baubestand (as built): zukünftig.

Beim Brenner Basistunnel wurde im Rahmen der Regelplanung eine Nutzungsdauer von 200 Jahren festgelegt [8]. Dabei wurden auf Grundlage der Modellierung der Dauerhaftigkeit mit den möglichen Einwirkungen (E) und den betontechnologischen Widerständen (R) das notwendige Sicherheitsniveau sowie die konstruktiven Maßnahmen für eine technische Lebensdauer von 200 Jahren mit einem Sicherheitsindex von  $\beta = 5,8$  pro Jahr definiert:

$$\beta = \frac{\ln \mu_g - \ln \mu_E + 0,5 \cdot \ln(1 + v_E^2) - 0,5 \cdot \ln(1 + v_R^2)}{\sqrt{\ln(1 + v_R^2) + \ln(1 + v_E^2)}}$$

Maßgebend für eine adäquate technische Lebensdauer sind die Qualität der Baustoffe und deren Verarbeitung, eine effiziente Bauüberwachung sowie eine periodische Bauinspektion und Instandhaltung [9].

#### 2.4 Verbesserte Planung durch vorhergehende Gebirgserkundung

Es ist wohl ein steter Wunsch, durch verbesserte Vorerkundung die Risiken im unterirdischen Bauen zu reduzieren. Beim Brenner Basistunnel wurde zwar eine Serie von Tiefenbohrungen durchgeführt (insgesamt etwa 28 Kilometer, was ungefähr 45 Prozent der Tunnellänge von 64 Kilometern entspricht), jedoch hat man sich aufgrund des komplexen und größtenteils unbekanntem Gebirgsverhaltens auf den Bau eines durchgehenden Erkundungsstollens verständigt.

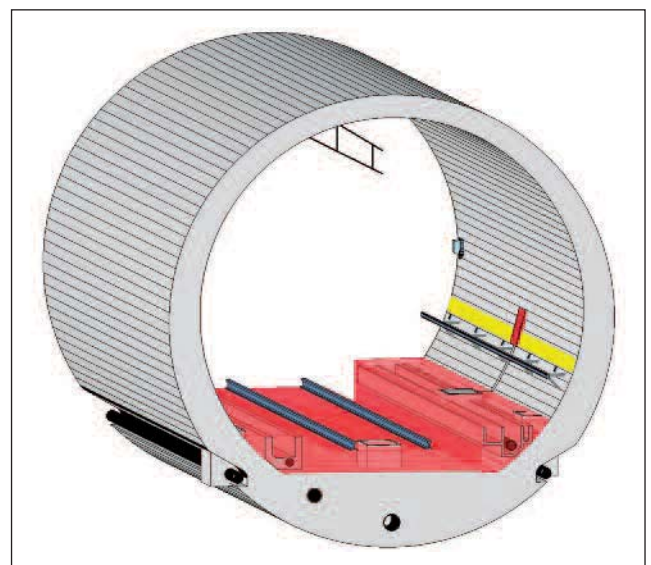


Abb. 4: Interaktion des bahntechnischen Ausbaues mit dem Tunnelbau

Mit dem maschinellen Vortrieb des Erkundungsstollens (Abb. 3) wurde in Italien am 30. August 2007 in Aicha und mit dem konventionellen Vortrieb in Österreich am 4. Dezember 2009 in der Siltschlucht bei Innsbruck begonnen. Bezogen auf die Gesamtlänge des Erkundungsstollens sind mit heutigem Stand zwischen Innsbruck und Aicha bereits nahezu 75 Prozent und insgesamt etwa die Hälfte der gesamten Tunnellängen ausgebrochen.

Der Erkundungsstollen bietet die Chance, während des Baues die Gebirgsverhältnisse zu erkunden und auch gebirgsverbessernde Maß-

# TUNNELBAU

nahmen in Richtung der Haupttunnel zu setzen. Die geologischen, hydrogeologischen und geotechnischen Informationen werden mittels in-situ-Beobachtungen, Vorausbohrungen, seismischen Prüfungen und Auswertung maschinentechnischer Parameter gewonnen [10]. Des Weiteren bietet der vorausgetriebene Erkundungsstollen die Grundlage einer möglichen Reduktion beziehungsweise abschnittsweise eines gänzlichen Verzichts auf Vorauserkundungsmaßnahmen in den Haupttunnelvortrieben.

Die geologische Situation wird nach jedem Abschlag von internem BBT-Personal dokumentiert und bewertet. Dabei wird die Ortsbrust, also jene Stelle, an der bergmännischer Vortrieb stattfindet, geologisch kartiert, die gesteinsphysikalischen Parameter wie Härte und Verwitterung, die Ausbildung und Raumstellung der maßgeblichen Trennflächen sowie die Bergwasserverhältnisse beobachtet, gemessen und aufgezeichnet [11].

## 2.5 Optimierungen durch multidisziplinäres Planen

Während jeder Planungsphase gab es Optimierungen und neue Erkenntnisse – übrigens auch beim Bau der dem Brenner Basistunnel benachbarten Lötschberg-, Gotthard-, Ceneri-, Koralm- und Semmeringtunnel. Dabei wurden immer neueste Erkenntnisse der verschiedenen Fachdisziplinen des konstruktiven Tunnelbaues, des Ingenieurbaues und des bahntechnischen Ausbaues einbezogen (Abb. 4).

Im Zuge der Projektoptimierungen wurden beim Brenner Basistunnel die unterirdischen Haltestellen sowohl in ihrer Ausdehnung (Reduktion von circa 1,4 auf rund 0,77 Kilometer) als auch funktional wesentlich verbessert. Die im Jahre 2009 genehmigten Multifunktionsstellen wiesen zwei Nothaltebereiche und eine integrierte Überleitstelle mit einer Gesamtlänge von 1.980 Metern auf. Durch eine geotechnische Analyse und Optimierung der Funktionen konnten die Nothaltestellen auf die Hälfte reduziert werden.

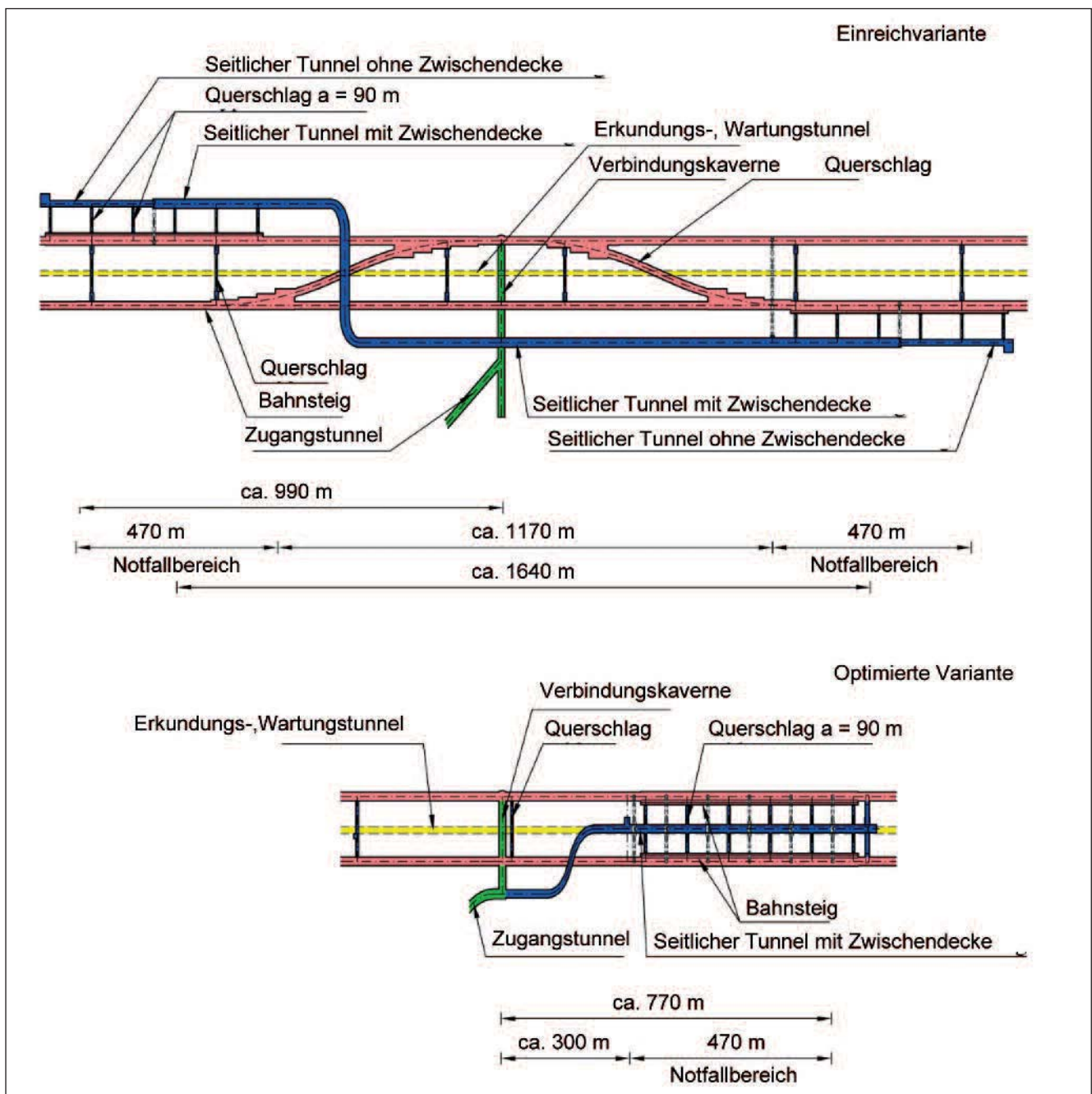


Abb. 5: Neue Konzeption der Nothaltestellen



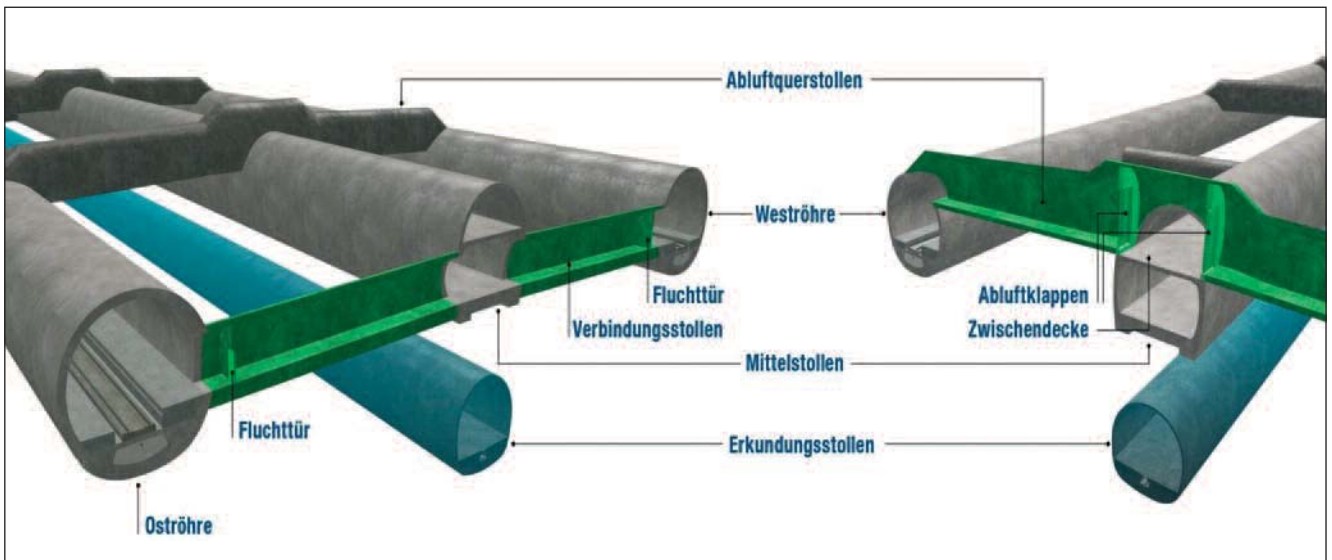


Abb. 6: Tunnelsysteme im Bereich der Nothaltestellen

Mittig, oberhalb des Erkundungsstollens wird ein Mittelstollen angeordnet, der als sicherer Warteraum in einem Ereignisfall dient. Dieser ungefähr 0,5 Kilometer lange Warteraum ist mit einem Verbindungstunnel direkt mit dem jeweiligen Zufahrtstunnel verbunden. Die beiden Haupttunnel sind mit sechs Verbindungsstollen im Abstand von 90 Metern mit diesem Mittelstollen verbunden. Oberhalb des Mittelstollens befindet sich, abgetrennt, ein Abzugsstollen für den Rauch in einem Ernstfall.

Durch diese Neukonzeption der Nothaltestellen (Abb. 5) können, was weltweit einmalig ist, die Nothaltestellen eines Basistunnels sowohl gleisgebunden als auch radgebunden über das übergeordnete Straßensystem und über die Zufahrtstunnel direkt angefahren werden (Abb. 6).

### 3 Ressourceneffiziente Bautechnik

#### 3.1 Wiederwertung des Aufbruchmaterials

Beim Bau des Brenner Basistunnel war es stets das Ziel, möglichst viel an Ausbruchmaterial wiederzuverwerten. Mit dem Brixner Granit und dem Brenner Gneis können Zuschläge für jede Art normalfesten (auch hochfesten) Betons hergestellt werden. Für den Bündner Schiefer (cir-

ca zwei Drittel aller Gesteinsvorkommen) wurde aufgrund von mehreren wissenschaftlichen Arbeiten und technologischen Optimierungen ein Weg zur Wiederverwertung als Betonzuschlag (Zuschläge > 4 mm) gefunden, wobei sich ein Ersatz des Sandanteils mit karbonatischer Gesteinskörnung als technisch günstig erwiesen hat [12].

Die Aufbereitung erfolgte vor Ort im Bereich der Deponie Padastertal. Das Tunnelausbruchmaterial wurde von Förderbändern über den Schutterstollen aus dem Tunnel transportiert und gleich vorabgesiebt, um die nicht brauchbaren Feianteile vom Sprengen oder Fräsen, dem Vorbrechen und dem Schüttern aus dem Aufbereitungsprozess zu nehmen. Die Aufbereitung brauchte mehrere Brechstufen, sowie eine Nassklassierungsanlage, wobei ein wesentlicher Aspekt einerseits die notwendige anlagentechnische Flexibilität war, andererseits die erforderliche anlagentechnische Ausstattung für ein Erreichen der für die Betonherstellung günstigen Kornform. Als eine qualitativ gut kornformgebende, letzte Brechstufe hat sich eine Vertikalmühle bewährt.

Während beispielsweise der Sandanteil bei einem Spritzbeton bei ungefähr 70 Prozent der Gesteinskörnung liegt, kann der Bedarf an Sand bei einem Innenschalenbeton mit rund 45 Prozent der Gesteinskörnung abgeschätzt werden (Abb. 7a und Abb. 7b).



Abb. 7a: Tunnelausbruch – gebrochen auf 30/150 Millimeter



Abb. 7b: Materiallogistik bei der Aufbereitungsanlage

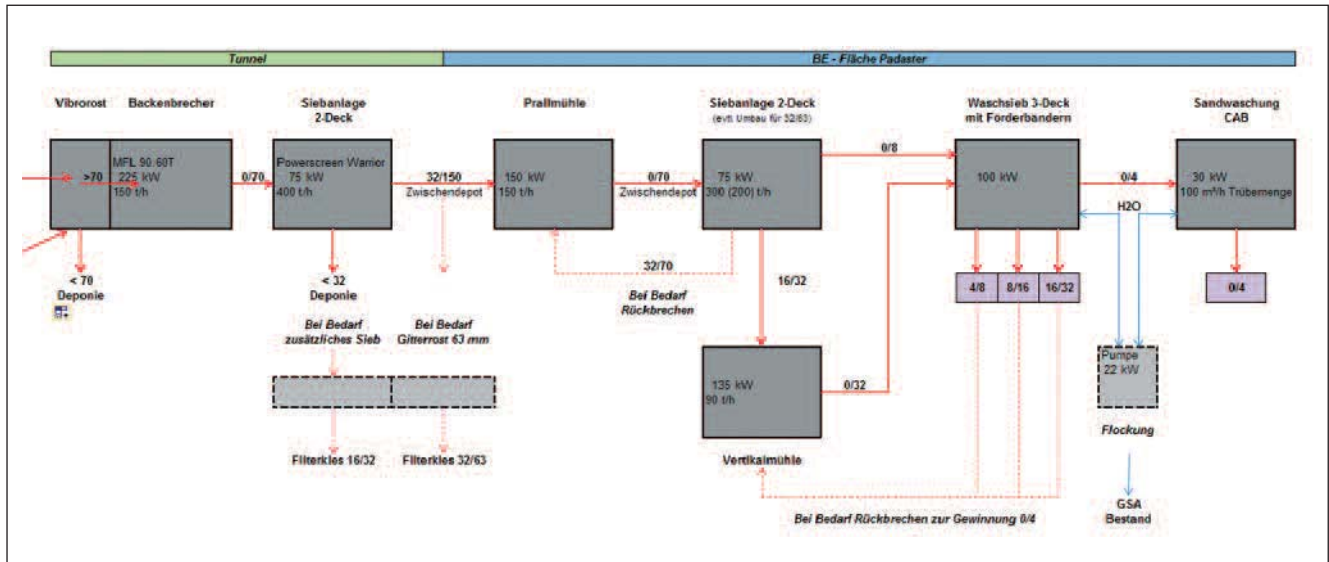


Abb. 8 Schema der Materialaufbereitungsanlage im Padastertal

3.1.1 Anlagenbeschreibung

Die Materialaufbereitung fügt sich aus einem mehrstufigen Materialaufbereitungsprozess zusammen, der aus der ersten Stufe im Tunnel (Lüfterkaverne) und der zweiten Stufe auf der Baustelleneinrichtungsfäche im Padastertal besteht. Im Tunnel erfolgte die Vorsortierung des Ausbruchsmaterials mittels einer Siebanlage, die Zerkleinerung besorgt ein Backenbrecher, und zwar auf eine Korngröße von weniger als 150 Millimeter und mit einer zweiten Aussortierung auf eine Korngröße von 30/150 Millimeter.

Auf einer Fläche außerhalb des Tunnels (Padastertal) wurde das im Tunnel gewonnene Wertkorn (Korngröße 30/150 Millimeter) zwischengelagert und anschließend der weiteren Aufbereitung zugeführt (Abb. 8). In der Prallmühle erfolgte die Kornzerkleinerung, und die Vertikalmühle sorgt für eine optimale, gedrungene Kornform. Über eine Siebanlage gelangt das Korn zur Nassaufbereitung, die aus einem Schrägwaschsieb sowie einem Schöpfrad für die Sandaufbereitung besteht.

Bei der Verwendung von aufbereiteter Gesteinskörnung aus dem Kristallin trat wegen der Schichtsilikate ein erhöhter Wasseranspruch in der Betonherstellung auf. Dieser Teil des Wassers steht jedoch nicht dem Anmachprozess zur Verfügung, sondern wird im Korn als Kernfeuchte eingelagert. Eine prüftechnische Bestimmung der aufbereiteten Gesteinskörnung ergab eine Kernfeuchte von mehr als zehn bis

zwanzig Liter pro Kubikmeter Beton, die dem Gesamtwassergehalt rechnerisch abgezogen wurde.

3.2 Optimierung des Zements hinsichtlich Nachhaltigkeit, Frühfestigkeitsentwicklung und Dauerhaftigkeit

Wissend, dass der Zement hinsichtlich seiner ökologischen Nachhaltigkeit sehr unvorteilhaft ist, wurde versucht, Betonrezepturen mit ge-

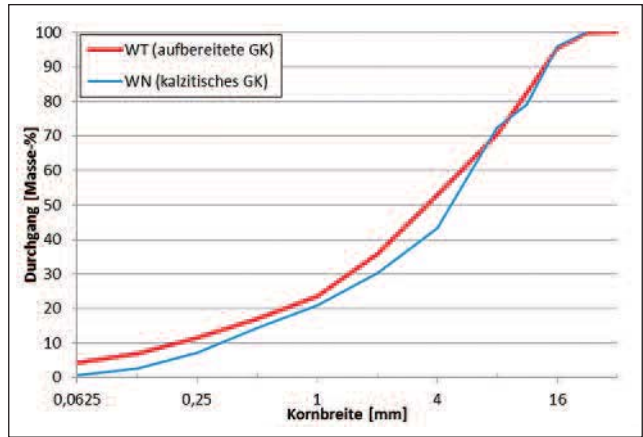


Abb. 9: Kornverteilungskurven der aus Tunnelausbruch gewonnenen und der kalzitischen Gesteinskörnung

Betonrezepturen	WT1	WN1	WT2	WN2	WT3	WN3	WT4	WN4
	[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]	[kg/m³]
CEM III/A-M (S-L) 42,5 R	300	260						
AHWZ	40	60						
CEM III/A 42,5 R			380	320				
CEM III/B 32,5 N					290	245		
CEM I 42,5 R SR0					90	75		
CEM I 52,5 R							260	225
AHWZ							110	95

Tabelle 1: Untersuchte Bindemittelkombinationen



Rezeptur	Zuschlag	$\Delta T_{max}$ °C	Festigkeitsklasse		Festigkeit 12 h > 2 N/mm <sup>2</sup>
			28 Tage	56 Tage	
WT1	aufbereitet	10,4	C25/30	C30/37 (56)	ja
WN1	normal	9,5	C30/37	C30/37 (56)	nein
WT2	aufbereitet	9,2	C30/37	C35/45 (56)	ja
WN2	normal	7,4	C30/37	C30/37 (56)	ja
WT3	aufbereitet	7,1	C30/37	C30/37 (56)	ja
WN3	normal	5,4	C25/30	C30/37 (56)	nein
WT4	aufbereitet	12,3	C30/37	C35/45 (56)	ja
WN4	normal	10,7	C30/37	C35/45 (56)	ja

Tabelle 2. Versuchsergebnisse der acht Betonversuchsserien (Temperaturerhöhung, Festigkeitsklassen 28d/56d, Frühfestigkeit zwölf Stunden)

ringerem Klinkergehalt und dennoch kompaktem Gefüge zu entwickeln [13].

Mit unterschiedlichen Bindemittelkombinationen wurde dabei die Klinkerphase durch hydraulisch wirksame Zusatzstoffe ersetzt (bis zu 30 Prozent nach ÖNORM B3309 [14]). Auch wurden unterschiedliche Gesteinskörnungen und unterschiedliche Kornzusammensetzungen mit unterschiedlichem Mehlkorngelalt untersucht. Die in **Tabelle 1** angeführten Bindemittelkombinationen wurden mit zwei unterschiedlichen Gesteinskörnungen verwendet.

Die Gesteinskörnungen wurden aus aufbereitetem Tunnelausbruchsmaterial des Bündnerschiefers von der Baustelle Wolf (WTx) und aus einer kalzitischen externen Gesteinskörnung (WNx) verwendet. **Abb. 9** zeigt die Korngrößenverteilung der beiden verwendeten Gesteinskörnungen.

Aus dem Aufbereitungsprozess ergab sich eine gut geeignete Korngrößenverteilung des Tunnelausbruchsmaterials WT, jedoch mit einem gegenüber dem kalzitischen Material erhöhten Mehlkorngelalt und folglich einem erhöhten Wasseranspruch. Daher wurden in Folge der Feinanteil und Sand < 2 mm mit Natursand ersetzt.

Für die acht Rezepturen der **Tabelle 1** wurden anhand von Betonversuchen die Frischbetoneigenschaften und die Temperaturverläufe ermittelt und jeweils die Entwicklung der Frühfestigkeit, der Druckfestigkeit, der Spaltzugfestigkeit, des E-Moduls und der Karbonisierungstiefe experimentell bestimmt. Die für die Betonzusammensetzungen gewählten Bindemittelgelalte basierten einerseits auf Erfahrungen mit dem Tunnelausbruchsmaterial, andererseits wurde versucht, bei entsprechenden Frischbetonkennwerten eine Minimierung des Klinker gelalts umzusetzen.

Die Betone mit aufbereiteter Gesteinskörnung erfüllten die Anforderungen an die Festigkeitsklassen eines C30/37 nach 28d, ausgenommen die der Rezepturen WT1 und WN3 in **Tabelle 1**; die Festigkeitsklasse C30/37 wurde nach 56d von allen Rezepturen erfüllt, beziehungsweise teilweise überschritten. Die tägliche Betonierabfolge der Tunnelinnenschale erforderte eine Ausschallfrist von zwölf Stunden mit einer Mindestfestigkeit von 2 N/mm<sup>2</sup>, die von allen untersuchten Betonrezepturen – bis auf WN1 und WN3 (**Tabelle 1**) – eingehalten wurde.

Gerade beim Einsatz von Beton im Tunnelbau (zum Beispiel für Innen schalen) können als Bemessungsgrundlage nicht nur die 28-Tagesfes-

tigkeit, sondern aufgrund der anhaltenden Festigkeitsentwicklung auch die 56- oder 90-Tagesfestigkeit verwendet werden.

Resultierend aus diesen Versuchen, konnten den Betonrezepturen – ohne Berücksichtigung des Vorhaltemaßes der Erstprüfung – Festigkeitsklassen entsprechend den in **Tabelle 2** dargestellten Werten zugeordnet werden.

Durch die Optimierung der Betonrezepturen ergab sich eine niedrigere Temperaturentwicklung und dadurch ein verbesserter ökologischer Fußabdruck, der einer Reduzierung von ungefähr 25 Prozent (WT3/N3) beziehungsweise 13 Prozent (WT2/N2) CO<sub>2</sub>-Äquivalent ent-

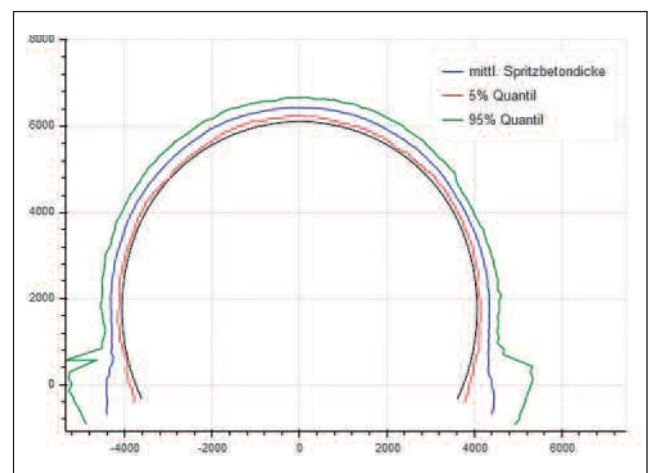
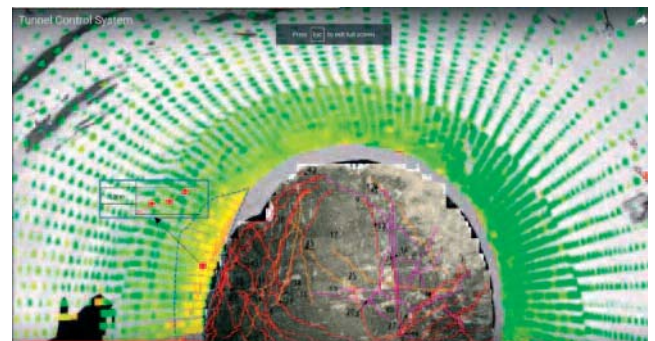


Abb. 10: 3D-CAD Modell mit Scanpunkten (grün) im Bereich der Luf-terkaverne nebst statistischer Auswertung

# TUNNELBAU

sprach [15]. Die verringerten Emissionen summieren sich zu einer Einsparung von circa 500 Kilogramm Kohlenstoffdioxid pro laufendem Meter Tunnel.

### 3.3 Optimierung des Ausbruchprofils beim konventionellen Sprengvortrieb

Beim konventionellen Sprengvortrieb ist die Einhaltung des Überprofils (zum Beispiel 25 Zentimeter) sowohl ein bauvertragliches als auch ein statisches Thema. Bei einer homogeneren Schalendicke steigt die Tragfähigkeit. Mit einer entwickelten digitalen Methode mittels Laser-Tunnelscannern und/oder digitaler Bildfotogrammetrie konnte einerseits der Bestand (Geometrie, Bauteilstärken) dokumentiert und durch systematische Tunnelscan-Aufnahmen von jedem Abschlag das Sprengschema optimiert werden [16].

Laser-Tunnelscanner ermöglichen eine schnelle und einfache (Rasterweite 1 cm x 1 cm) Aufnahme des Ausbruchpro-

files oder der (Spritz-) Betonoberflächen [17]. Die Reichweite eines Tunnelscanners beträgt 1 bis 200 Meter. Die erzielbaren absoluten Genauigkeiten liegen bei circa einem Zentimeter. In Kombination mit einer Digitalkamera können die Farbinformationen zusätzlich aufgenommen werden, wodurch eindrucksvolle Visualisierungen möglich sind. Ein weiterer Vorteil ist die kurze Aufnahmezeit von ungefähr fünf Minuten pro zehn Tunnelmeter, wodurch der Bauablauf nur minimal gestört wird. In **Abb. 10** werden die mittlere Spritzbetondicke sowie der 5%- beziehungsweise 95%-Quantilwert ermittelt.



Abb. 11a: Für den Abtransport des Abraums wurde das Multi-Service-Vehicle entwickelt, das sich mit einer Ladekapazität von bis zu 95 Tonnen ...



Abb. 11b: ... und einer Geschwindigkeit von bis 25 Kilometern pro Stunde automatisch und ohne lenkenden Fahrer durch den Tunnel bewegt und ...

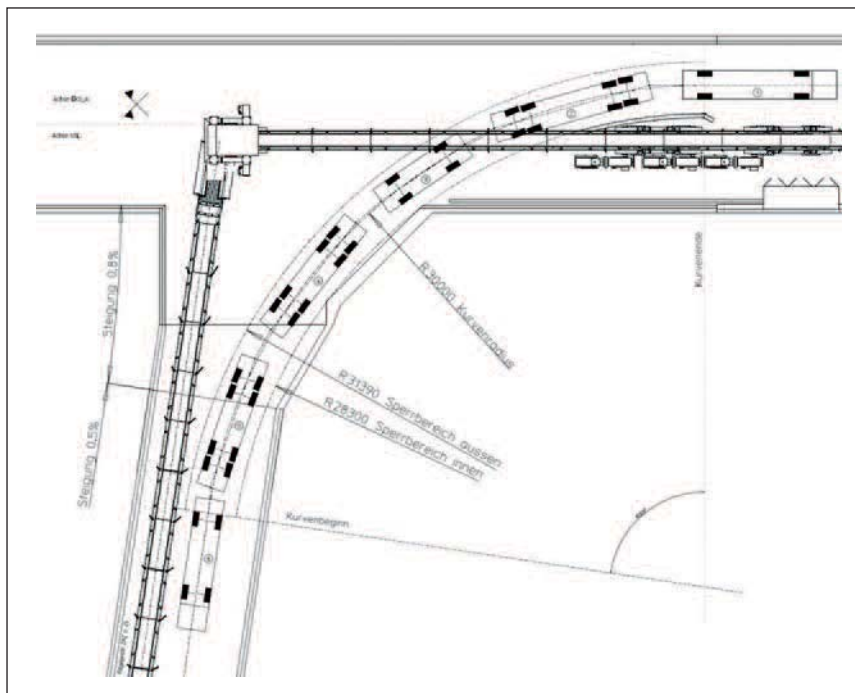


Abb. 11c: ... mittels eines zusätzlichen Fahrerassistenzsystems dank modernster Navigations-sensorik sicher auch durch die 90-Grad-Kurve am Ende des Zugangstunnels bewegt.

### 3.4 Optimierte Baulogistik

Entscheidend beim Bauablauf ist eine effiziente Baulogistik unter Einhaltung der Kriterien für die Arbeitssicherheit. Auf der Grundlage einer wissenschaftlichen Untersuchung zeigte sich, dass beispielsweise bei einer offenen Tunnelbohrmaschine (TBM) die effektive, mittlere Vortriebszeit täglich nur bei circa 5,5 Stunden liegt [17]. Maßgebliches Optimierungspotential liegt in der Transportlogistik.

Zu ihrer Verbesserung wurde beim Baulos Tulfes-Pfons die Versorgung der Vortriebe mit einem neu entwickelten Multi-Service-Vehicle (MSV) durchgeführt. Vier Jahre lang wurden solche Multi-Service-Vehicle zum Antransport des Baumaterials bis zum Nachläufer der Tunnelbohrmaschine verwendet. Diese radbetriebenen, gleislosen und gekoppelten Transportfahrzeuge können bis 95 Tonnen mit mittleren Fahrgeschwindigkeiten von 25 Kilometer pro Stunde transportieren. Alle vierzehn Achsen werden automatisch und unabhängig voneinander gelenkt. Die vorderste Achse gibt die Spurlage vor, und die nachfolgenden Achsen folgen dieser Spur, wobei auftretende Nachfahrfehler durch eine Steuerungssoftware und seitliche Sensoren erkannt und automatisch ausgeglichen werden. Auch war ein dreifach redundantes System mit einer Dauerbremsanlage, einer Betriebsbremsanlage und einer Feststellbremsanlage vorhanden. Der minimal befahrbare Kurvenradius beträgt dreiBig Meter.

Für die Selbstrettung wurde ein eigenes Multi-Service-Vehicle mit einem autonomen Rettungscontainer für 25 Personen mit acht Stunden Verweildauer entwickelt. Für die Fremdrettung (Feuerwehr MSV) wurde ein kurzes MSV entwickelt, das auf zwei Wagen je einen Rettungscontainer mit integrierter Fahrerkabine und autarker Atemluftversorgung mitführt.

Die eingesetzten MSV haben bis Ende Juli 2019 insgesamt 125.000 Kilometer Fahrtstrecke erfolgreich zurückgelegt. Die Verfügbarkeit der MSV beträgt rund 99 Prozent. Weltweit erstmalig wurde im Dezember 2018 ein selbststeuerndes MSV (quasi-autonomes Fahren auf einer Länge von 17 Kilometer) eingesetzt. Dabei kam ein dichtes Netz von Sensoren mit Laser-, Ultraschall- und Radarmessverfahren zur Erstellung einer elektronischen Karte aus Positions- und Distanzinformativen zum Einsatz.

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

Mit den neuen digitalen Methoden und dem IFC-Datenaustauschstandard könnte es zukünftig gelingen, das multidisziplinäre Planen zu verbessern. Damit braucht es in den ersten Planungsphasen mehr Zeit (circa vier bis sechs Monate), jedoch können die Schnittstellen zwischen den Fachdisziplinen fehlerärmer gestaltet werden. Auch bei späteren Änderungen sollten diese in Bezug auf die Geometrie, die Kosten und die Bauzeiten effizienter gestaltet werden können.

Die natürlichen Ressourcen sowie unsere Zeit sind die kostbarsten Güter unseres Planeten. Daher gilt es, mit diesen so sparsam wie möglich umzugehen. Beim Brenner Basistunnel wurden laufend Optimierungen während der einzelnen Planungsphasen und bei der konstruktiven Durchbildung durchgeführt, neue Ansätze zur Wiederverwendung von Tunnelausbruchmaterial ressourcenschonende Bautechniken entwickelt sowie die Transportlogistik automatisiert.

## 5 Literatur

- [1] Bergmeister, K.: Brenner Basistunnel – Der Tunnel kommt. Verlag Tappeiner, Lana, 263 Seiten (2011)
- [2] DAUB-Empfehlungen: BIM im Untertagebau. Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen, Köln (2019)
- [3] Schweizerische Zentralstelle für Baurationalisierung CRB: Definition BIM-kompatibler Elemente nach dem elementbasierten Baukostenplan und Zuordnung zum IFC-Datenaustausch-Standard (2020)
- [4] Kessoudis, K.: Das digitalisierte Bauen kann Mängel und Fehler deutlicher verringern und die Effizienz von Planung und Bau erhöhen. Wie wird BIM in die Praxis überführt und allen Prozessen des Planens, Bauens und Betriebens nutzbar gemacht? In: Der Prüflingenieur, BVPI Berlin, 05/2018, S. 14-21
- [5] Borrmann, A., König, M., Koch, C. & Beetz, J.: Building Information Modeling: Technologische Grundlagen und industrielle Praxis. [Building Information Modeling - Technological foundations and industrial practice]. VDI-Buch, Springer Fachmedien, Wiesbaden (2015)
- [6] Hofmann, M., Windischer, G., Glatzl, R. W., Bergmeister, K., Maric, Š., Borrmann, A.: Requirements and Methods for geometric 3d Modelling of Tunnels. ITA-AITES World Tunnel Congress, Naples, Italy
- [7] Windischer, G., Hofmann, M., Glatzl, R., Bergmeister, K.: Modellierung von Tunnelbauwerken in BIM Systemen unter Berücksichtigung besonderer Referenzsysteme für den länderübergreifenden Lage und Höhenbezug. In: avn 06-07/2019
- [8] Bergmeister, K.: Lebensdauerbemessung vom weltlängsten Tunnel. In: Festschrift Konrad Bergmeister – Lebensdauer von Bauwerken. Universität der Bundeswehr. Verlag Ernst & Sohn, Berlin (2013)
- [9] Bergmeister, K.: Lebenszyklusbasierte Systemoptimierung beim Brenner Basistunnels. 3. Internationaler BBB-Kongress 2015, RWTH Aachen (2015)
- [10] Bergmeister, K.; Reinhold, C.: Learning and optimization from the exploratory tunnel – Brenner Base Tunnel. Geotechnics and Tunneling 10, p. 298-316 (2017)
- [11] Töchterle, A.; Reinhold, Ch.: Brenner Basistunnel: Wichtigkeit der Vorerkundung. In: Tunnel 1/2013, S.12-23
- [12] Voit K.: Einsatz und Optimierung von Tunnelausbruchmaterial des Brenner Basistunnels. Dissertation am Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur, Wien (2013)
- [13] Saxer, Röck, Cordes: Betonuntersuchungen zur Optimierung des Zements beim BBT hinsichtlich Nachhaltigkeit. BBT SE, unveröffentlicht (2015)
- [14] ÖNORM B 3309 Aufbereitete, hydraulisch wirksame Zusatzstoffe für die Betonherstellung (AHWZ) 2010-12-01
- [15] Wetzlmaier C. Ökologische Bewertung von konventionellen bzw. maschinellen Tunnelvortriebsmethoden verbunden mit dem Einsatz von Ökobeton am BBT, Masterarbeit Universität Innsbruck
- [16] Voit, K.; Amvrazis, S.; Cordes, T.; Bergmeister, K.: Drill and blast excavation forecasting using 3D laser scanning. Geomechanik und Tunnelbau. 10. 298-316. 10.1002/geot.201600057 (2017)
- [17] Cordes, T.; Hofmann, M.; Murr, R.; Bergmeister, K.: Aktuelle Entwicklungen der Spritzbetontechnologie und Spritzbetonbauweise am Brenner Basistunnel. Spritzbetontagung Igl, 2018, Veranstalter: Prof. W. Kusterle
- [18] Ruepp, A.: Geotechnische und maschinentechnische Evaluierung einer Vortriebsmethode beim Erkundungsstollen des Brenner Basistunnels. Arbeitstitel der Masterarbeit, Universität für Bodenkultur (2020)



# Die konzertierte Interaktion aller Planer überwand beim Wiederaufbau des Berliner Stadtschlusses alle Probleme

## Rekonstruierte historische Bauteile bilden mit den neuen Baukörpern ein schlüssiges Gebäude spezifischer Identität

Kaum ein Bauvorhaben hat politische Gremien und die Gemüter interessierter Bürger jahrelang so ernsthaft und emphatisch beschäftigt, wie die Wiedererrichtung des Berliner Stadtschlusses als multifunktionales Humboldt Forum. Dabei ging es nicht nur um die historische Nachbildung und die ingenieurtechnische Konstruktion des kolossalen neuen alten Gebäudes, sondern auch um seinen Zweck, seine geistig-kulturelle, ideelle Mission. Sie soll durch ein unkonventionelles Zusammenspiel von Kunst, Kultur und Wissenschaft und von Politik, Wirtschaft und Gesellschaft einen neuartigen Dialog der Kulturen dieser Welt bewirken. Um diese Mission aber geht es im folgenden Beitrag nicht, sondern um die Konstruktion und den Bau des Berliner Stadtschlusses, um die Baugrube und die komplizierte Gründung auf der Spreeinsel, um seine Untertunnelung durch die U-Bahnlinie U5, um die Tiefgründung des Gebäudes, um das Tragwerk, die Errichtung der historischen Kuppel und letzten Endes auch um die Rekonstruktion und den Neubau der Fassaden. All das haben zwei verantwortliche Ingenieure der beteiligten Ingenieur- und Prüffingenieurbüros hier zu einer reich illustrierten Präsentation dieses ungewöhnlichen Projekts komprimiert.



### Dipl.-Ing. Bernd von Seht

studierte von 1979 bis 1983 Bauingenieurwesen an der FH Hamburg, schloss von 1985 bis 1987 einen Kontaktstudiengang „Projektleitung im Bauwesen“ an und absolvierte 1988/1989 den Schweissfachingenieurlehrgang an der Schweißtechnischen Lehr- und Versuchsanstalt Nord (SLV Hamburg); 1983 bis 1989 war er im Ingenieurbüro von Dr.-Ing. Gerhard Wollmann und Dipl.-Ing. Wilhelm Wetzel in Hamburg tätig, und seit 1990 ist er Partner des heutigen Ingenieurbüros WETZEL & VON SEHT in Hamburg und Berlin; Bernd von Seht ist seit 1995 Prüffingenieur für Bautechnik (Stahl-, Holz- und Massivbau).



### Dr.-Ing. Michael Stauch

studierte Bauingenieurwesen an der TU Berlin und wurde 1985 nach dem Hauptdiplom mit dem Dischingerpreis ausgezeichnet, 1996 promovierte er über das Querkrafttragverhalten von Durchlaufträgern aus Stahlbeton und ist, nach Tätigkeiten bei der Ph. Holzmann AG, einem Verband der Wohnungsunternehmen und der Kunkel + Partner KG, seit 2006 als Tragwerksplaner in der Specht, Kalleja + Partner GmbH in Berlin tätig, seit 2008 ist er öbv Sachverständiger für Bauwerke aus Beton, Stahlbeton und Mauerwerk und seit 2009 Prüffingenieur für Standsicherheit; Michael Stauch ist als Beirat des Vorstandes der Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik (BVPI) für deren Arbeitstagungen und für die Belange des BÜV und des DPÜ zuständig.

## 1 Einführung

Das Berliner Stadtschloss war Residenz der preußischen Könige. In seiner mehr als 500-jährigen Geschichte ist es mehrfach umgebaut und erweitert worden. Seit dem 18. Jahrhundert prägte es mit seinen barocken Fassaden das Stadtbild Berlins. Im Zweiten Weltkrieg brannte das Gebäude weitgehend aus. 1950/51 ließ die DDR-Führung es aus ideologischen Gründen zugunsten des Marx-Engels-Platzes sprengen und verwendete nur das Portal IV als Teil des benachbarten Staatsratsgebäudes weiter. Im Nordosten des Platzes entstand dann bis 1976 der Palast der Republik. Dieser wurde bis 2009 abgerissen, und 2012 begannen hier die Arbeiten für den Wiederaufbau des Berliner Schlusses – der erhabensten Baustelle der Republik.

In diesem Jahr sollen die Nutzer das Haus übernehmen. Die Stiftung Humboldt Forum wird dann im Berliner Schloss residieren, und die Staatlichen Museen zu Berlin wollen es für Ausstellungen und Veranstaltungen sowie für Bibliotheken, Werkstätten und für die Verwaltung nutzen. Aus Sicht der Stiftung wird so – in der Tradition anderer demokratischer Staaten – das auf den Sitz eines Monarchen zurückgehende Haus für die Präsentation kultureller Schätze genutzt und der Allgemeinheit zugänglich gemacht.

## 2 Baugeschichte

### 2.1 Von der Burg bis zum Barockbau

Am 31. Juli 1443 erfolgte die Grundsteinlegung für den ersten Schlossbau, der 1451 fertiggestellt war. Dessen Aussehen ist nicht überliefert, wahrscheinlich besaß er alle zeittypischen Befestigungsanlagen einer Burg. Dieser Bau wurde direkt in die Stadtmauer hineingebaut, von dem noch ein als Grüner Hut bezeichneter Eckturm auf der Ostseite des Schlusses erhalten blieb. Im Jahr 1465 wurde die Schlossanlage um die bedeutende spätgotische Erasmuskapelle ergänzt.

Kurfürst Joachim II. ließ ab 1538 die spätmittelalterliche Anlage weitgehend abtragen und an ihrer Stelle einen Renaissancebau nach dem Vorbild des Schlusses in Torgau errichten. Dieser Schlossbau war eine umfangreiche dreiflügelige Anlage mit Eckrundtürmen, reichen Renaissancegiebeln und Bogengalerien um den Hof herum sowie einem durch Rundbögen durchbrochenen Treppenturm mit Wendeltreppe, die beide der inneren Erschließung dienen.

Ab 1578 wurde der Schlossbau um einen Westflügel als Hofabschluss sowie den nördlich anschließenden Apothekerflügel erweitert.

Der dreißigjährige Krieg zog auch Berlin in Mitleidenschaft und das Schloss verfiel.

1701 erhielt der brandenburgische Kurfürst Friedrich III. die Königswürde als König Friedrich I. in Preußen. Berlin wurde königliche Residenz.





Abb. 1: Schlüterhof

Das Berliner Schloss erhielt unter Leitung des Hofarchitekten Andreas Schlüter seine endgültige monumentale Gestalt, die es zum größten Barockbauwerk nördlich der Alpen machte. Schlüter schuf aus den nur als Stückwerk zu betrachtenden An- und Umbauten einen straff vereinheitlichten, monumentalen Schlossbau. Unter Verwendung eines großen Teils der vom alten Gebäude erhalten gebliebenen Mauerteile entwarf er zunächst ein rechteckiges, dreißig Meter hohes Gebäude, dessen vier Trakte einen Hof mit zweigeschossigen Arkaden (den Schlüterhof) umschlossen (Abb. 1).

Unterschiede in den achtzig Meter langen Außenfronten der Schlossplatz- und Lustgartenseite deuten auf die Mitwirkung anderer Baumeister hin. Während die nördliche, reich detaillierte Lustgartenseite den Einfluss niederländischer Baukunst erkennen lässt, zeigt die zum Schlossplatz liegende Südfront eine Ähnlichkeit mit dem römischen *Palazzo Madama* in Rom. Unverwechselbar dagegen waren aber Schlüters eigene Entwürfe und Bauausführungen. Das Portal I, das den Schlüterhof in seiner Mitte vom Schlossplatz her erschließt, wird als eine kühne und höchst eigenwillige Zutat des Baumeisters gewertet.

Eng mit der Geschichte des Berliner Stadtschlusses ist der ebenfalls unter Schlüters Leitung errichtete Münzturm verbunden, der aus einer im letzten Viertel des 16. Jahrhundert begonnenen Wasserkunst zur Bewässerung des kurfürstlichen Schlosses und der im Lustgarten angelegten Wasserspiele hervorging.

1706 ließ Schlüter den Turm nach einem missglückten Umbauversuch, bei dem sich der Turm infolge der unzureichenden Gründung bedenklich neigte, abtragen, um einen erneuten Aufbau vorzunehmen. Eine vom König daraufhin eingesetzte Baukommission durchkreuzte aber diesen Plan.

Schlüter wurde seines Amtes enthoben und durch den Architekten Eosander von Göthe ersetzt. Die Reste des alten Münzturms wurden dann später im Lustgartenflügel und in den Gebäuden an der Schlossfreiheit verbaut.

Eosander von Göthe legte einen neuen Erweiterungsplan für das Schloss nach Westen vor, der nach dem Regierungsantritt des sparsamen Königs Friedrich Wilhelm I., des Soldatenkönigs, nur zum Teil und nach vereinfachten Plänen ausgeführt werden konnte. Einen besonderen Akzent erhielt der neue Westflügel durch das triumphbogenartige Eosander-Portal (Portal III).

## 2.2 Umbauten im 19. Jahrhundert

125 Jahre lang hat das Schloss Umbauten allenfalls im Inneren erfahren; es diente in erheblichem Maße Verwaltungszwecken.

Unter Friedrich Wilhelm IV. erfolgte an der Lustgartenfront die Anlage einer stattlichen Terrasse. Vor allem aber ließ er 1845/46 über dem Portal III die achteckige Schlosskapelle ausführen, die von einer Kuppel mit einer Laterne gekrönt wurde. Diese Kuppel war lange Zeit das höchste Bauwerk Berlins, das von der übrigen Bebauung nicht überragt werden durfte.

In der Regierungszeit Kaiser Wilhelms II. erfolgte an der Nordwestecke eine Erweiterung der Raumfluchten in den Eosanderhof (Abb. 2) hinein, für die auch der Nordrisalit des Portals III in den Hof vorgezogen wurde; mit dem Untergang der Monarchie wurden diese Arbeiten nicht zu Ende geführt (Abb. 3).

Einen rigorosen Eingriff in das gewachsene Stadtbild bedeutete der 1890 erfolgte Abriss der bald nach 1650 entstandenen Häuserzeile zwischen dem Eosanderflügel und der Spree, um auf diese Weise Platz zu schaffen für das pompöse Nationaldenkmal für Kaiser Wilhelm I (Abb. 4 und Abb. 5).

Gegen Ende des Zweiten Weltkrieges wurde der Bau noch im Frühjahr 1945 bei einem Bombenangriff schwer beschädigt. Er brannte fast vollständig aus (Abb. 6). Dennoch konnten bald nach dem Ende des Krieges die erhaltenen Räume für Ausstellungen genutzt werden, wie



Abb. 2: Eosanderhof

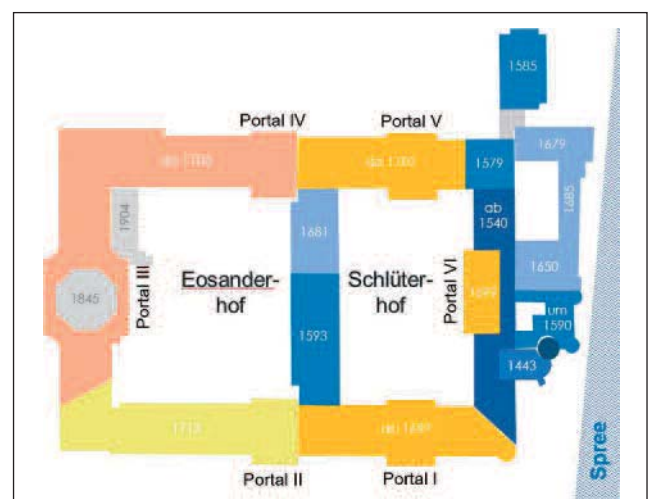


Abb. 3: Historische Baustufen des Schlosses

# PROJEKTBERICHT BERLINER SCHLOSS



Abb. 4: Das Schloss in den 1920er Jahren

unbekannt



Abb. 7: Palast der Republik 2003

Foto: Denis Apel



Abb. 5: Schloss mit Nationaldenkmal um 1900

Album von Berlin, Globus Verlag, Berlin 1904

Entwurfskollektivs – der *Palast der Republik* (Abb. 7) als Sitz der Volkskammer der DDR sowie als Konzerthalle und Kulturhaus gebaut. Die Eröffnung erfolgte am 23. April 1976.

Das große Gebäude erhielt durch seine Restaurants und Bars auch den Charakter eines Volkshauses, das viele Bürger der DDR positiv in Erinnerung behalten haben. Am 23. August 1990 stimmte die erste frei gewählte Volkskammer im Palast der Republik dem Einigungsvertrag zwischen der Deutschen Demokratischen Republik und der Bundesrepublik Deutschland zu. Nach Protesten der Beschäftigten wegen der Gesundheitsgefährdung durch die Asbestbelastung wurde von der Volkskammer noch zu Zeiten der DDR auch die Schließung des Palastes beschlossen. Da das Gebäude im Zuge der Asbestsanierung bis auf den Rohbau abgetragen werden musste, beschloss der Deutsche Bundestag schließlich den Abriss, der 2009 abgeschlossen wurde.

## 2.4 Entscheidung für den Schlossneubau als Humboldt Forum

Nach der politischen Wende erfolgten im unbebauten Bereich des Schlossareals archäologische Grabungen, wobei ein Teil der Schlossfundamente und diverse Kellerbereiche freigelegt wurden (Abb. 8a und Abb. 8b).



Abb. 6: Abriss des Schlosses nach der Zerstörung

Förderverein Berlin e. V.



unbekannt

zum Beispiel 1946 für eine Schau des Stadtbaurats Hans Scharoun über die städtebaulichen Planungen für den Wiederaufbau von Berlin.

Die politisch motivierte Sprengung des Schlosses auf Geheiß von Walter Ulbricht, dem Generalsekretär des Zentralkomitees der SED, Ende des Jahres 1950, beendete vorerst die Geschichte des Berliner Schlosses.

## 2.3 Palast der Republik

Der verödete Platz diente jahrelang als Aufmarschfläche. Erst mehr als zwanzig Jahre nach der Sprengung des Schlosses wurde – nach einem Entwurf von Heinz Graffunder, dem Chefarchitekten und Leiter des



Foto: WETZEL & VON SEHT

Abb. 8a und b: Archäologische Grabungen in den 90er Jahren



In den 1990er Jahren wurde eine kontroverse Debatte über die weitere Entwicklung des Areals geführt. Viele Prominente sprachen sich für einen Wiederaufbau des Schlosses aus, während sich insbesondere Architekten und Denkmalpfleger kritisch über eine Rekonstruktion äußerten. Damit zusammenhängend wurde auch die Zukunft des Palastes der Republik kontrovers diskutiert.

Die Förderer des Wiederaufbaus ließen 1993/1994 am Originalstandort ein folienbekleidetes Raumgerüst mit einem farbigen Fassadenabbild des Schlosses aufstellen, um das äußere Erscheinungsbild und die Ausmaße sichtbar zu machen und für den Wiederaufbau zu werben (Abb. 9). Am 4. Juli 2002 beschloss der Deutsche Bundestag den Wiederaufbau des Berliner Schlosses mit Rekonstruktion der barocken Fassaden der Nord-, West- und Südseite sowie des Schlüterhofs.



Abb. 9: Folienbekleidetes Raumgerüst 1993/94

## 2.5 Das Wettbewerbsverfahren und seine inhaltlichen Vorgaben

In dem am 18. Dezember 2007 vom Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) ausgelobten Wettbewerb findet sich

- die Festlegung auf den historischen Stadtgrundriss,
- die Vorgabe zur Wiedererrichtung der barocken Fassaden,
- ein Nutzungskonzept.

Im Erdgeschoss sollte es mit der sogenannten Agora einen großen Veranstaltungs- und Begegnungsbereich geben.

Dem zweistufigen Wettbewerbsverfahren war ein weltweit offenes Bewerbungsverfahren vorgeschaltet, bei dem 129 Bewerber zugelassen wurden. Das Preisgericht wählte im darauffolgenden Juni 30 Teilnehmer mit den interessantesten Lösungsansätzen für die 2. Wettbewerbsstufe aus. Die Planer sollten nun anhand vervollständigter Auslobungsunterlagen ihr Entwurfskonzept vertiefen und zeigen, wie der Bundestagsbeschluss mit einem zukunftsweisenden Gesamtkonzept für das Humboldt Forum überzeugend umgesetzt werden kann.

Zu den Beurteilungskriterien der 2. Wettbewerbsphase gehörten neben den gestalterischen Ansprüchen an die städtebaulichen, architektonischen und funktionalen Lösungsideen vor allem auch die Wirtschaftlichkeit des Entwurfs sowie die Nachhaltigkeit des Energiekonzepts. Das Preisgericht entschied sich einstimmig für den Entwurf des italienischen Architekten Prof. Franco Stella aus Vicenza als 1. Preisträger.

Das Preisgericht hob vor allem die städtebauliche Einbindung sowie den überzeugenden und detaillierten Umgang mit der geforderten Rekonstruktion der historischen Fassaden hervor (Abb. 10).



Foto: Torsten Seidel

Abb. 10: Modell des 1. Preises des Wettbewerbsverfahrens von Prof. Franco Stella

Endgültig grünes Licht für die Verwirklichung des Berliner Schlosses gab es am 6. Juli 2011, als vier von fünf Fraktionen des Bundestages im Haushaltsausschuss der Entwurfsplanung für das Berliner Schloss – Humboldt Forum zugestimmt haben.

## 3 Baugrube und Gründung

Das neue Berliner Schloss – Humboldt Forum wurde auf der Spreeinsel in Berlin-Mitte errichtet – innerhalb des Grundrisses des ehemaligen Schlosses sowie auf einem Teilbereich der Wanne des Palastes der Republik.

Das Gebäude mit Außenabmessungen von circa 200 mal 120 Meter hat ein Untergeschoss, ein Erdgeschoss und drei Obergeschosse. Das Grundstück grenzt im Norden an den Berliner Dom und an den Lustgarten sowie im Osten an die Spree. Südlich und westlich des Grundstückes befindet sich der Schlossplatz mit dem dahinter befindlichen Spreekanal (Abb. 11).

Zwischen Bereich II und III befindet sich eine Bohrpfehlwand, die in Teilen als Gründungselement für das Gebäude herangezogen wird [3]. Die Gründung des Neubaus des Berliner Schlosses – Humboldt Forum wurde für einen sehr inhomogenen Untergrund ausgelegt. Im östlichen Bereich befand sich unmittelbar unter der neuen Gründungsebene die Gründungsplatte des zuvor abgerissenen Palastes der Republik,

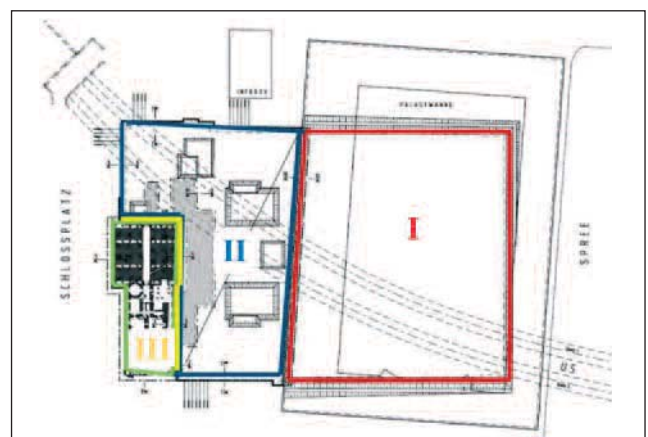


Abb. 11: Unterteilung der Baugrube: Bereich I: Innerhalb der ehemaligen Palastwanne, Bereich II: Trogbaugrube, Bereich III: Bestehende Keller, Baugrube oberhalb des Grundwasserspiegels



# PROJEKTBERICHT BERLINER SCHLOSS

die im Boden verblieben war. Im Südwesten des Gebäudes wird ein Teil der bestehenden Schlosskellerreste erhalten. Der übrige Baugrund besteht aus Böden unterschiedlicher Dichte, die bereichsweise gering tragfähig sind und mit einer Bodenverbesserung oder einem Bodenaustausch für den Lastabtrag ertüchtigt wurden.

Zusätzlich musste die Untertunnelung des Gebäudes durch die U-Bahnlinie U5 in ungefähr zehn Metern Tiefe unter der Geländeoberkante – diagonal unter dem Gebäudegrundriss – berücksichtigt werden. Da der Zeitpunkt der Bauarbeiten der Tunnel in Relation zum Gebäude noch nicht feststand, waren zur Einschätzung der Auswirkungen auf das Gebäude Grenzwertbetrachtungen für die Bemessung der Gründung erforderlich (Abb. 12).

Generell ist zur Gründung des Gebäudes aus wirtschaftlichen Gründen auch im Bereich der Tunnel eine Bodenplatte als Flachgründung hergestellt worden. Lediglich der Gebäudeteil oberhalb der bestehenden Schlosskellerreste ist auf Bohrpfählen gegründet, da eine Flachgründung unter Verwendung der bestehenden Schlossfundamente nach Untersuchungen des Bestands vor allem aufgrund der Qualität des vorhandenen Mauerwerks ausgeschlossen werden musste.

In enger Abstimmung zwischen Tragwerksplanern und Baugrundsachverständigen sowie darauf aufbauenden anspruchsvollen Gründungsberechnungen konnte auf eine Tiefgründung im Bereich der Tunnel verzichtet werden. Brückenkonstruktionen über der Unterfahrung der U-Bahnlinie U5 hätten großflächige Nutzungen der Räume im Untergeschoss ausgeschlossen und wären sehr unwirtschaftlich gewesen. Im nordwestlichen Bereich der Gründung erfolgte eine Baugrundverbesserung, um die erforderlichen Bodeneigenschaften für eine Flachgründung zu gewährleisten. Eine solche Bodenverbesserung ist, um Beschädigungen auszuschließen, vor der Herstellung der Tunnel erfolgt.

Die Schallemissionen und der sekundäre Körperschall der Tunnel sind bei der Planung des Gebäudes berücksichtigt worden. Die Abstimmung hinsichtlich dieser Thematik erfolgte fortlaufend in Koordinationsgesprächen mit den Berliner Verkehrsbetrieben (BVG).

### 3.1 Baugrubenverbauten unter Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen

Die Baugrube im Bereich innerhalb der Wanne des ehemaligen Palas-

tes der Republik wurde im Schutz der wasserundurchlässigen Wannenkonstruktion geböscht. Die Wannenkonstruktion befindet sich im Grundwasser und somit unter Auftrieb. Durch das Eigengewicht der Wanne des ehemaligen Palastes der Republik und durch die vorhandene Bodenverfüllung sowie wegen der noch vorhandenen Ballastierungselemente (Betonplatten) war eine ausreichende Auftriebsicherheit gegeben.

Außerhalb der Palastwanne wurde eine quasi wasserdichte Trogbaugrube mit überschnittenen Bohrpfahlwänden als vertikale Baugrubenumschließung und einer tiefliegenden Düsenstrahlsohle als horizontale Dichtung erstellt. Die Bohrpfahlwände wurden im Nord-, West- und Südbereich mit einem verankerten Steckträgerverbau am Kopf errichtet. Neben den verbleibenden Schlosskellerresten stand die überschnittene Bohrpfahlwand ohne Steckträgerverbau frei.

Die Unterkante der Düsenstrahlsohle wurde unter Berücksichtigung der Tiefeile, der vorhandenen Holzpfähle, der Tunnelüberdeckung sowie der erforderlichen Eintauchtiefe für die Restwasserhaltung in der Baugrube festgelegt. Bei der Planung der Lage der Düsenstrahlsohle wurden die Gradienten der geplanten Tunnelröhren der U-Bahnlinie U5 berücksichtigt, das heißt, es waren die von den Berliner Verkehrsbetrieben vorgegebenen Mindestabstände einzuhalten.

Zur Herstellung von Abdichtungen am vorhandenen Mauerwerk im Bereich des Schlosskellers waren ebenfalls bauzeitliche Sicherungsmaßnahmen notwendig. Da sich die Aushubtiefen oberhalb des bauzeitlichen Bemessungsgrundwasserstandes befanden, konnten die Baugrubenwände mittels Trägerbohlwänden ausgeführt werden. Lediglich fünf Teilbereiche (vier Pfahlkopfplatten im südlichen Bereich und ein Randbalken) innerhalb der Baugrube befanden sich unterhalb des Bemessungsgrundwasserstandes und waren über eine Wasserhaltung trockenzuliegen.

In einzelnen Bereichen wurde während des Aushubs eine abschnittsweise, geschlossene Grundwasserhaltung für den Rückbau der Holzpfähle und der unterhalb des Grundwassers liegenden bestehenden Gründungskörper erforderlich.

### 3.2 Berücksichtigung des U-Bahn-Baus

Für die FEM-Berechnung an zwei Schnitten – unterhalb und außerhalb

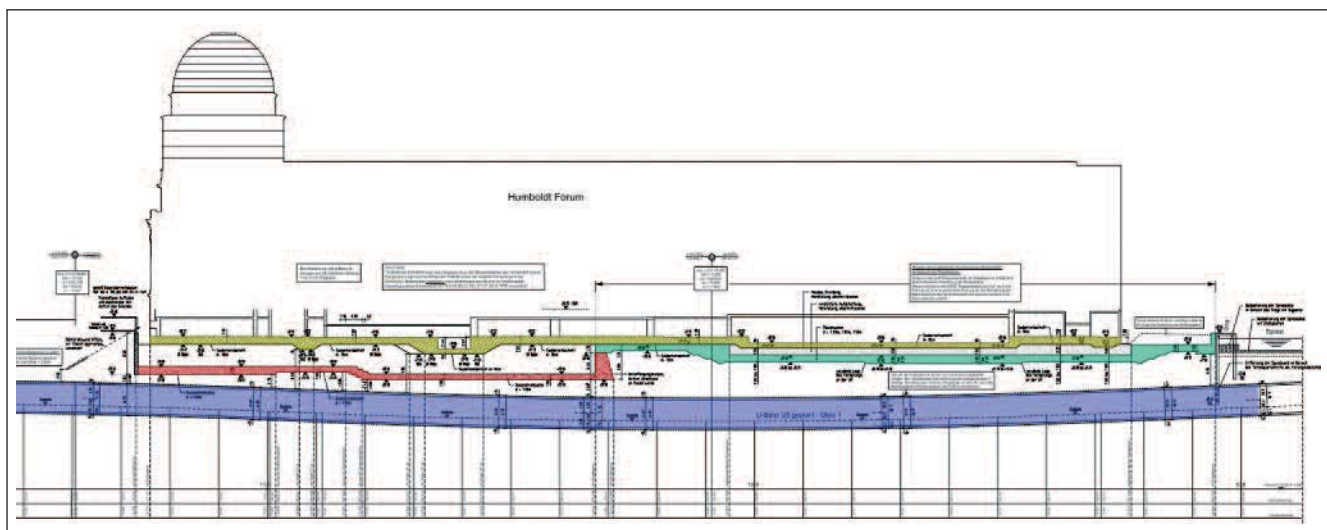


Abb. 12 Verortung der neuen Tunnel für die U-Bahnlinie U5 im Schnitt

der Palastwanne – wurden je zwei Grenzfälle angesetzt, die die zu diesem Zeitpunkt noch ungewisse Baureihenfolge der Tunnel und des Gebäudes berücksichtigten.

Im Grenzfalle 1 wurde davon ausgegangen, dass der Tunnelvortrieb vor Herstellung des Gebäudes erfolgt. Grenzfalle 2 berücksichtigte die Situation, dass das Bauwerk erstellt wurde, bevor die Tunnel gebohrt werden.

Aus diesen Betrachtungen resultierten unterschiedliche Bettungsziffern, deren maßgebliche Werte bei der Berechnung der Gründung angesetzt wurden. Die Bettungsziffern stellten die extremen möglichen Grenzwerte dar, sodass bei Berücksichtigung des ungünstigeren Falles alle möglichen Situationen der Baureihenfolge erfasst werden und die Berechnung unabhängig von den seinerzeit noch immer unsicheren Terminen der U5 durchgeführt werden konnten.

### 3.3 Tiefgründung

Die Gründung im Bereich der zu erhaltenden Fundamente des historischen Schlosses erfolgte durch eine Tiefgründung mit Bohrpfählen aus Stahlbeton. Der Durchmesser der Einzelbohrpfähle beträgt einheitlich 88 Zentimeter, die Länge der Pfähle variiert entsprechend den vorhandenen Lasten.

Der Teil der Baugrubenumschließung aus Bohrpfahlwänden, der an den bestehenden Schlosskeller und das Portal III anschließt, dient im Endzustand der Lastabtragung des Gebäudes als Tiefgründung. Die Interaktion der Tiefgründung mit der anschließenden Flachgründung wurde bei der Berechnung der Gründung im Gesamtmodell berücksichtigt.

Um die notwendigen Bohrarbeiten durch vorhandene Mauerwerksreste und Fundamente mit geringstmöglicher Beeinträchtigung durchzuführen, wurden Erkundungsbohrungen durchgeführt. Die Versuche vor Ort ergaben, dass die Bohrungen in den Außenwänden ohne weitere Beschädigung der bestehenden, denkmalgeschützten Mauerwerkspfeiler durchgeführt werden können, wenn vorab im oberen Meter der Bohrung ein 1.100-Millimeter-Ring aus überschrittenen Kernbohrungen mit je 150 Millimeter Durchmesser hergestellt und ausgestemmt wird. Teilweise mussten hohe Festigkeiten des beim Bau der bestehenden Fundamente verwendeten Natursteins berücksichtigt werden (**Abb. 13a** und **Abb. 13b**).

### 3.4 Das Archäologische Fenster

Der zu erhaltende historische Schlosskeller, das sogenannte Archäologische Fenster (**Abb. 14**), liegt außerhalb der wasserundurchlässigen Konstruktion des Untergeschosses, da die Kellerkonstruktion original erhalten werden sollte. Die Wandkonstruktionen werden von außen durch eine Abdichtung geschützt, um einen weiteren Verfall zu minimieren. Der Fußboden des Kellers liegt oberhalb des Grundwasserspiegels, sodass lediglich die aufsteigende Feuchte durch eine geeignete Lüftung des Kellers abgeführt werden muss. Dort, wo die Außenwände des Kellers zerstört sind, wird die Öffnung durch eine Stahlbetonwand geschlossen.

Um das Gebäude oberhalb bei weitgehendem Erhalt des Kellers abzufangen, war eine Tiefgründung mit Stahlbetonpfählen erforderlich, die durch das Fundament des Portals III und durch die Außenwände des Schlosskellers hindurch gebohrt wurden. Im Innenraum wurden Bohrpfahlpaare eingebracht, die die Lasten aus den Obergeschossen aufnehmen.



WETZEL & VON SEHT



Fotos: Alexander Ludwig Obst & Marion Schmieding

Abb. 13a und b: Reste des Bestandsmauerwerks vor (oben) und nach dem Einbringen der Tiefgründung

## 4 Tragwerk

Der Neubau des Berliner Schlosses – Humboldt Forum (**Abb. 15**) wurde bis auf wenige Bereiche in Massivbauweise geplant und ausgeführt. Als Deckensysteme wurden größtenteils punktgestützte Flachdecken mit einer Dicke bis 45 Zentimeter gewählt, bei großen Spannweiten oder Erfordernis von leichteren Deckensystemen sind schlanke Decken auf Unterzügen ausgeführt worden. Im Bereich der Kuben mit Spannweiten um 20 Meter wurden Stahlverbundträger eingesetzt.

Die vertikal lastabtragenden Elemente konnten überwiegend grundfest bis in das fugenlos erstellte Untergeschoss geführt werden. Lediglich einzelne im Erdgeschoss endende Stützen mussten über Unterzüge abgefangen werden. Insbesondere die verformungsempfindlichen Mauerwerksfassaden sind im Untergeschoss durch massive Bauteile aus Stahlbeton unterstützt. Weitere Abfangungen wie beispielsweise oberhalb des Auditoriums im Bauteil B3 beziehungsweise im Belvedere B5 (siehe **Abb. 15**) erfolgten mit wandartigen Trägern aus Stahlbeton. Die teilweise auf den darunterliegenden Decken stehenden Mezzaningeschosse wurden in leichter Bauweise mit einem System von Stahlträgern erstellt.

Die Integration der Anforderungen einer komplexen Technischen Gebäudeausrüstung, verbunden mit einer Vielzahl von großen Durchbrüchen durch tragende Bauteile stellte eine besondere Herausforderung dar.





Grafik: Prof. Franco Stella

Abb. 14: Das Archäologische Fenster

Die hohen Nutzlasten im Gebäude von bis zu 10 kN/m<sup>2</sup> und großen Deckenspannweiten mussten in den lastabtragenden Bauteilen berücksichtigt werden. Im Bereich des Bauteiles B2 (siehe Abb. 15) wurden aufgrund von hohen Stützenlasten und -längen runde Stahlverbundstützen aus einem ausbetonierten Stahlrohr mit eingestelltem Stahlkern geplant und realisiert, die eine Belastung von bis zu 11 MN abtragen können.

Im Portal III sind zur Herstellung der Gebäudekubatur und zur Sicherstellung der Lastweiterleitung in die Pfahlgründung Stahlbetonwände mit einer Dicke bis zu einem Meter ausgeführt worden.

Einen oberflächlichen Eindruck von der Vielfalt der Aufgaben und Probleme, die dieses Projekt an die beteiligten Ingenieure und Prüfingenieure stellt, vermittelt Abb. 16.

### 4.1 Agoradach

Das Dach der Agora überspannt als Stahl-Glas-Dachkonstruktion einen Luftraum mit den Abmessungen von circa 31,50 x 31,50 Meter. Die Hauptträger sind infolge architektonischer Anforderungen als geschweißte I-Profile (Steghöhe 1.700 Millimeter, Flanschbreite 500 Millimeter) mit Überhöhung ausgeführt worden.

Das Dach der Agora überbrückt mehrere Bauteilfugen. Deshalb und, zur Vermeidung von Zwängen aus Temperatureinwirkungen, ist die Konstruktion mit Ausnahme von definierten Festpunkten horizontal gleitend gelagert. Im Rahmen der Planung sind im Raster von 4,50 x 4,50 Meter Abhängelasten von 10 kN berücksichtigt worden.

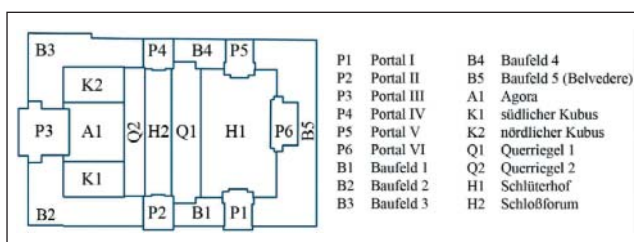


Abb. 15: Bezeichnung der Bauteile

### 4.2 Kuben

Nördlich und südlich der Agora gibt es je einen stützenfreien Kubus mit Grundrissabmessungen von 20 x 28 Meter. Deren Zwischendecken sind leichte Stahl- und Stahlverbundkonstruktionen (Abb. 17). Die über 20 Meter spannenden Verbundträger mit integrierten Schwingungstilgern wurden in Auflertaschen gabelgelagert und durch Bolzen lagegesichert. Die Auslegung des schwingungsgedämpften Systems beruht auf einer dynamischen Bemessung und soll in Anbetracht der geringen Eigenfrequenz der weitspannenden Verbundträger die Schwingungen synchronisiert gehender Personen ausgleichen.

Im südlichen Kubus wurde ein zweigeschossiges, über eine Galerie begehbare Schaumagazin als schwingungsentkoppelt gelagerte Haus-in-Haus-Konstruktion in Stahlbauweise eingebaut.

### 4.3 Kuppel

Über dem Portal III, dem Eosanderportal, wurde nach dem historischen Vorbild die Kuppel rekonstruiert. Über dem Tambour hat die Kuppel einen annähernd ovalen Grundriss (Längen der Hauptachsen 22,00 x 20,40 Meter). Die Kuppelkonstruktion besteht aus 24 gebogenen, im gleichen Abstand auf den Umfang verteilten Stahlträgern. Zwischen den Hauptträgern dienen fünf Aussteifungsringe und vier Aussteifungsverbände mit Diagonalen der räumlichen Stabilität. Der Scheitel der Kuppel weist eine kreisförmige Öffnung mit vier Meter Durchmesser auf, über der eine optionale Laterne gemäß der historischen Vorgabe in den Lastannahmen berücksichtigt ist. Da hier keine genaueren Angaben über Konstruktion, Material und Belastungen vorlagen, wurden auf Grundlage der wenigen historischen Zeichnungen sinnvolle Annahmen getroffen. Den Dachaufbau bildet ein Metaldach (Kupfer) auf einer nichtbrennbaren Schalung (Abb. 18).

## 5 Fassade

Die Vorgaben des Parlamentsbeschlusses für die Rekonstruktion des Berliner Schlosses betrafen drei der vier Außenfassaden samt Kuppel und die drei barocken Fassaden des Schlüterhofes. Das historische Quergebäude zwischen Schlüter- und Eosanderhof sollte ebenso we-





Fotos: Alexander Ludwig Obst & Marion Schmieding

Abb. 16: Impressionen vom Baufortschritt





Foto: Alexander Ludwig Obst & Marion Schmieding

Abb. 17: Verbundkonstruktion der Kuben K1 und K2

nig rekonstruiert werden wie der Renaissanceflügel im Osten. Für diese Fassaden machte der Beschluss keine Gestaltungsvorgaben.

Die historisch rekonstruierten alten Bauteile des barocken Schlosses bilden mit den neuen Baukörpern ein einziges, schlüssiges Gebäude, das von der Einheit des Ganzen und von der unverkennbaren Identität der jeweiligen Teile geprägt ist. Von außen erscheint das neue Gebäude auf drei Seiten mit dem historischen Gesicht des barocken Schlosses.

### 5.1 Rekonstruktionsfassaden

Die Rekonstruktionsfassaden bestehen in der historischen Tiefe und Plastizität aus massivem Mauerwerk mit integrierten Sandsteinelementen, das zur Aufnahme von Horizontalbeanspruchungen, zum Beispiel aus Wind, am Stahlbetonrohbau zug- und druckfest verankert ist. Mit einer Wanddicke von 64 Zentimetern bilden sie ein eigenständiges Bauwerk, eine sich selbsttragende Hülle um den modernen Stahlbetonbau. Jede Schale der Fassade übernimmt ihre eigene konstruktive und bauphysikalische Funktion. Mit 40 Tonnen pro laufendem Meter sind die rekonstruierten Fassaden etwa fünf- bis achtmal so schwer wie die Neubaufassade des Schlosses.

Zur Einschätzung der lastabhängigen Längenänderungen sowie der Auswirkungen von Feuchtigkeits- und Temperaturveränderungen wurde die Rekonstruktionsfassade über eine dreidimensionale FE-Berechnung

analysiert. Auf dieser Grundlage erfolgte die Auslegung der Haltekonstruktionen zum Rohbau, für die zum Teil handelsübliche Doppelgelenkanker aus Edelstahl, bei größeren Kräften aber auch spezielle Stahlkonstruktionen zum Einsatz kamen.

Die Laubengänge im Schlüterhof entsprechen dem historischen Vorbild. Der Horizontalschub aus dem in 25 Zentimeter Dicke gemauerten Kappengewölbe wird über Zuganker aufgenommen. Gleichzeitig war eine Vorspannung der äußeren Stützenreihe vom Sockel bis zum oberen Kappengewölbe mit Zugstangen aus Edelstahl erforderlich. Die Bögen parallel zur Außenwand werden gleichfalls durch Zuganker gesichert. In den Eckbereichen bestehen die Kappengewölbe aus Stahlbeton, um die Bewegungsfugen sicher durch die Kappen zu führen.

Bei den Hofportalen im Schlüterhof handelt es sich bereits beim historischen Vorbild um sehr schlanke Konstruktionen. Durch die Einführung einer Dämmebene und die damit entstandene Zweischaligkeit sowie durch die geometrischen Eckdaten der geplanten historischen Treppenräume haben sich die Schlantheit und damit die Anforderungen an die Tragelemente noch vergrößert.

Dies bedingte eine Abtragung der Lasten des Hauptgesimses über den Rohbau. Demzufolge wurde aufgrund der verschiedenen Bewegungen die Anordnung einer umlaufenden horizontalen Fuge unter dem Gesims erforderlich. Die Lasten aus den Sandsteinsäulen im 2. Obergeschoss werden über speziell hergestellte Stahlbetonfertigteile in die Außenfassade geleitet.

Die historische Fassade der beiden Schlossplatzportale I und II ist durch üppige Sandstein- und Mauerwerkskonstruktionen gekennzeichnet. Der Fassade vorgelagert sind vier große Sandsteinsäulen, über denen sich ein Architrav ausbildet. Im Erdgeschoss stehen die Sandsteinsäulen auf Mauerwerks Pfeilern, zwischen denen sich Durchgänge in die Höfe befinden. Die historische Konstruktion mit historischen Materialien wurde so weit wie möglich aufgegriffen, sodass auch die Bögen im Architrav jetzt wieder ihre historische Größe aufweisen.

Die Bögen und Sandsteinstürze der Portale IV und V mussten aufgrund ihrer Größe durch Zugstähle gesichert werden. Weiterhin befinden sich



Fotos: Alexander Ludwig Obst & Marion Schmieding

Abb. 18: Rekonstruktion der historischen Kuppel über Portal III

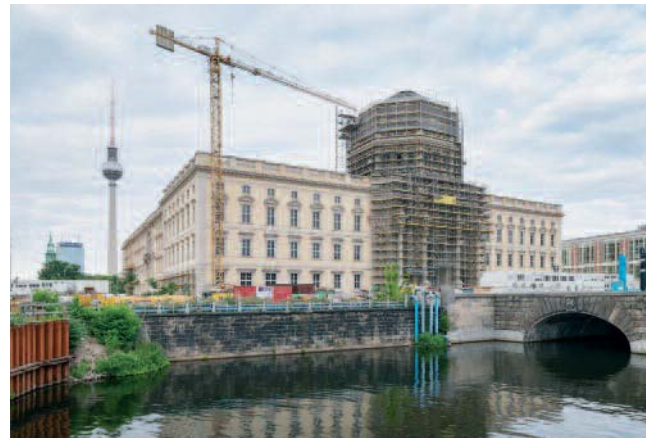


Abb. 19 a und b: Fassade des Portals III

größere Schmuckelemente aus Sandstein an der Fassade, die im Mauerwerk verankert wurden. Das Mauerwerk der Portale wird mittels verschiedener Gelenkanker an der Stahlbetonskelettkonstruktion gehalten; das Ankerbild variiert hierbei je nach Größe des Fassadenteils und der vorhandenen Öffnungsgrößen.

Die Fassadengrundlinie des Portals III (Abb. 19a und Abb. 19b) befindet sich bei einer Wanddicke von 64 Zentimeter. Die Auskragung des Hauptgesimses beträgt 1,40 Meter mit vor der Fassade vorgelagerten Sandsteinsäulen mit einem Durchmesser von 1,20 Meter. Die Lasten aus der Fassade in Höhe des Tambours, der Fensterwand und der Galerie werden umlaufend auf den Rohbau abgetragen. Die Lastaufnahme erfolgt in Höhe des Ringbalkens über einen ebenfalls umlaufenden Stahlbetonbalken, welcher in der Vorderansicht in einen konsolartigen Träger einmündet. Unterhalb des Ringbalkens wurde eine horizontale Fuge angeordnet. Die gesamte Fassadenkonstruktion unterhalb der Balustrade steht selbsttragend und frei beweglich vor der Rohbaukonstruktion.

Das Hauptgesims wurde ebenfalls durch Stahlbetonbalken vertikal nach unten verankert. Die Balken wurden jeweils in Pfeilerachse gestoßen. Die Verankerung erfolgte an den Außenseiten kontinuierlich und über dem Hauptbogen in Pfeilerachse. Hier trägt der Stahlbetonbalken gleichzeitig die vertikalen Lasten aus der Wand über dem Gesims. Die Abmessungen des Trägers betragen 40 x 150 Zentimeter. In Höhe des Scheitelpunktes des Eingangsbogens wurden in der Fassadenebene horizontale Zuganker aus Edelstahl angeordnet. Oberhalb



Fotos: Alexander Ludwig Obst & Marion Schmieding

dieses Zuggurtes bildet sich im Gesimsmauerwerk ein Druckbogen aus. Durch diese Maßnahme wird der darunter liegende Bogen nicht mehr belastet. Der äußere Bereich des Bogens wurde als gemauerter Bogen hergestellt. Die verhältnismäßig geringen Schubkräfte aus der Eigenlast des Bogens werden über Druckpunkte in die Rohbaupfeiler eingeleitet.

Die freistehenden Sandsteinsäulen wurden durch mittig angeordnete Zuganker von der Gründung bis zum darüber befindlichen Architrav verspannt, die dann ebenfalls am Rohbau befestigt wurden.

## 5.2. Neubaufassaden

Die neue Fassade des Schlüterhofes wurde zweiteilig gestaltet. Der obere Teil im zweiten und dritten Obergeschoss erhielt ein Wärmedämmverbundsystem mit Putzschicht. Der untere Teil im Erdgeschoss und im ersten Obergeschoss weist eine Vorhangfassade auf, bei der plattenartige, 15 Zentimeter dicke Fertigteile aus Architekturbeton mit handelsüblichen Befestigungssystemen aus Fassadenplattenankern und Druckschrauben am Rohbau befestigt sind und ihre Lasten in die Rohbaukonstruktion einleiten (Abb. 20a und Abb. 20b).

Die Fassadenkonstruktion im Schlossforum verläuft in zwei vertikalen Ebenen. Die Ebene direkt vor dem Rohbau besteht, ähnlich wie beim Schlüterhof, aus plattenartigen Fertigteilen, die über Fassadenplattenanker von den Rohbaustützen abgehängt wurden. Zur Einrahmung der Fenster wurden in derselben Ebene horizontale und vertikale schmale Riegel an den vorgehängten Platten befestigt.



Abb. 20 a und b Rekonstruktions- und Neubaufassaden im Schlüterhof



Fotos: Alexander Ludwig Obst & Marion Schmieding



## PROJEKTBERICHT BERLINER SCHLOSS

Vor dieser Ebene befindet sich ein selbsttragendes Skelett aus Stützen und Riegeln, das sich frei gegenüber der dahinter befindlichen Fassadenebene bewegen kann. Die vertikalen Lasten werden von den Stützen aufgenommen und auf der Kellerdecke abgelastet. Die horizontalen Lasten werden über vertikal und horizontal bewegliche Edelstahlverankerungen in die Geschosdecken eingeleitet (Abb. 21).

Bei der Ostfassade des Belvederes handelt es sich ebenfalls um eine abgehängte Konstruktion, jedoch aus großformatigen L- und U-förmigen Fertigteilen. Deren Abstand zum Rohbau erfordert eine vom Standard abweichende Befestigung der Fassadenelemente, bei der konsolartige Stahlbetonteile beziehungsweise Kragplatten über kraftschlüssige thermische Entkopplungen an den Rohbau angeschlossen werden, auf denen die Fassadenelemente lagern. Zur Befestigung der Fassadenelemente dienten dann wiederum handelsübliche Brüstungsanker. Im Bereich der schmalen Stützen im dritten Obergeschoss wurde die Fassade, wie bereits beim Schlüterhof beschrieben, über Fassaden-

plattenanker angeschlossen. Aufgrund der Architektur der Fassade bilden sich vor den Fenstern tiefe Leibungen (Abb. 22a und Abb. 22b).

## 6 Resümee

In einem völlig neuartigen Zusammenspiel von Kunst, Kultur und Wissenschaft, aber auch Politik, Wirtschaft und Gesellschaft soll das Humboldt Forum im Berliner Schloss dem Dialog der Kulturen der Welt dienen. Es will zur Beschäftigung mit historischen wie aktuellen Themen von globaler Bedeutung anregen und dabei zeitgenössische Kunst ebenso einbeziehen wie aktuelle Themen zu gesellschaftlichen und politischen Fragen, zur Ökologie und Ökonomie.

Nach den Plänen des italienischen Architekten Prof. Franco Stella entstand in den letzten Jahren im Zentrum der deutschen Hauptstadt das Berliner Schloss als Humboldt Forum. Mit drei barocken Außenfassa-



Fotos: Alexander Ludwig Obst & Marion Schmieding



Abb. 21: Neubaufassade im Schlossforum und Rekonstruktion der Schlossplatzportale



Abb. 22a und b: Fassade des Belvederes



Fotos: Alexander Ludwig Obst & Marion Schmieding

den und dem Schlüterhof wurde der historische Stadtraum am Lustgarten in der Blickachse der Allee *Unter den Linden* wiederhergestellt. Mit dem Ostflügel an der Spree zeigt sich das Humboldt Forum ebenso selbstbewusst als Neubau wie im Schlossforum, einer öffentlichen Fußgängerpassage quer durch das Gebäude, die die Breite Straße mit dem Lustgarten an der Museumsinsel verbindet.

In nur drei Jahren wurde der anspruchsvolle Rohbau errichtet und präsentiert sich damit als ein deutsches Großprojekt, das Kosten- und Terminvorgaben, bezogen auf die Konstruktionen, jederzeit halten konnte. Seit 2015 werden die Fassaden angebracht und die Innenräume gestaltet.

In den vorausgegangenen Planungsphasen wurden alle Herausforderungen durch die intensive und konstruktive Interaktion aller Planungsbeteiligten mit wirtschaftlichen und technisch anspruchsvollen Lösungen überwunden.

Dabei sind besonders die rekonstruierten Fassaden hervorzuheben, die in großen Teilen historischen Plänen nachempfunden und in moderne Konstruktionen übertragen werden mussten. Gleichzeitig wurden die historischen mit modernen Fassadenelementen, die ebenfalls höchste Qualität in Planung und Ausführung forderten, stilssicher kombiniert. Ergänzend wurden Teile des Bauwerks auf nachträgliche Umbaumaßnahmen ausgelegt, sodass im Fall weiterer Rekonstruktionsvorhaben keine großflächigen Umbauten oder Ertüchtigungen notwendig sind. Große Lasten in Bereichen großer Spannweiten werden durch wirt-

schaftliche Konstruktionen sicher in die Gründung und den Baugrund eingeleitet.

Ab September 2020 soll das Berliner Schloss als Humboldt Forum in Etappen eröffnet werden.

## 6 Literatur

- [1] Rettig, M.: Stiftung Berliner Schloss – Humboldt Forum Das Berliner Schloss wird zum Humboldt Forum – Rekonstruktion und Transformation der Berliner Mitte, Berlin, 2011
- [2] Bardua, S.: Wiederaufbau Berliner Schloss – Moderne Bautechnik für ein altes Symbol; BERATENDE INGENIEURE, 7/8-2015, VBI
- [3] Diverse Entwurfsunterlage Bau (EW-Bau) zum Neubau des Berliner Schlosses – Humboldt Forum (unveröffentlicht) 2012
- [4] Förderverein Berliner Schloss e.V.: Die Baugeschichte; [www.berliner-schloss.de/das-historische-schloss/baugeschichte/2019](http://www.berliner-schloss.de/das-historische-schloss/baugeschichte/2019)
- [5] Berger, M. (Hg.): ATLAS – Profanbauten I 1852-1912 – Rathäuser, Theater und Geschäftsbauten; VEB Verlag für Verkehrswesen, Berlin, 1987
- [6] Eckhardt, G.: Schicksale deutscher Baudenkmale im zweiten Weltkrieg – Eine Dokumentation der Schäden und Totalverluste auf dem Gebiet der Deutschen Demokratischen Republik – Band 1: Berlin – Hauptstadt der DDR, Bezirke Rostock, Schwerin, Neubrandenburg, Potsdam, Frankfurt/Oder, Cottbus, Magdeburg; Henschelverlag, Berlin, 1980

### Die am Wiederaufbau des Berliner Schlosses beteiligten Ingenieure und Prüferingenieure

**An der Wiederrichtung des Berliner Schlosses haben folgende Ingenieur- und Prüfbüros mitgewirkt:**

Für die Tragwerksplanung haben die drei Ingenieurbüros WETZEL & VON SEHT Ingenieurbüro für Bauwesen (Hamburg und Berlin), KRONE Ingenieure GmbH (Berlin) und PICHLER Ingenieure GmbH (Berlin) ihre Kompetenzen und Kapazitäten in einer Arbeitsgemeinschaft gebündelt. Während KRONE Ingenieure sich mit der Planung

und Überwachung der Baugrube und der Gründung befasst hat, wurden die Neubaufassaden und die historischen Fassaden, die Portale I und II sowie IV und V von PICHLER Ingenieure geplant.

Das Ingenieurbüro WETZEL & VON SEHT steuerte die Gesamtplanung und bearbeitete den Rohbau, den Stahl- und Verbundbau sowie die Herstellung des Hauptportals III mit der Kuppel und das Portal VI. [2]

Die Arbeitsgemeinschaft der Prüferingenieure für Standsicherheit DR. KALLEJA, DR. STAUCH und PROF. FEHLAU (Berlin) war mit der Prüfung der Statischen Nachweise, der Ausführungszeichnungen und mit der konstruktiven Bauüberwachung betraut.

# Die geplante Energiewende in Deutschland wird nur mit einem weiteren Ausbau von Offshore Windparks gelingen

## Die Ermüdungsfestigkeit der hochbelasteten stählernen Tragstrukturen bedarf dabei spezieller Aufmerksamkeit

Die großtechnische Verwendung der Windenergie ist eine der vielversprechendsten regenerativen Energiequellen überhaupt. Ihre globale, quasi jederzeitige Verfügbarkeit, die relativ geringen Kosten, die für ihre Nutzung aufgewendet werden müssen, und ihr hoher technischer Entwicklungsstand prädestinieren sie für eine der wichtigsten Technologien der Stromproduktion weltweit. Trotz dieser offensichtlichen Vorteile leidet die Windenergiebranche in Deutschland aber wegen bestimmter Hindernisse bei der Genehmigung seit einiger Zeit an einer rückgängigen Nachfrage und an einem Einbruch der Neuinstallationen. Dies gilt für den Onshore-Bereich und zum Teil auch für die Offshore-Anlagen. Probleme bereitet offensichtlich die Tatsache, dass der Strom nicht nur produziert, sondern auch zum Endverbraucher transportiert werden muss. Der folgende Beitrag bietet einen Überblick über die allgemeine Entwicklung der Offshore-Windenergie, über die Besonderheiten des Genehmigungsverfahrens, über die Konstruktionsvarianten dieser Technik und über einen wichtigen Teilaspekt der Standsicherheit, nämlich den Nachweis der Ermüdungsfestigkeit. Dabei wird auch auf Teil 3 der DIN 18088 eingegangen, der den Stahlbau betrifft.



### Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann

studierte Bauingenieurwesen und promovierte (1984) an der Ruhr-Universität Bochum, nach Tätigkeiten in Industrie und Consulting wurde er 1996 zum Universitätsprofessor berufen und zum Leiter des Instituts für Stahlbau der Leibniz-Universität Hannover ernannt; er ist Beratender Ingenieur, Gutachter und Sachverständiger im Bauwesen, seit 2009 Gründungspartner der SKI Ingenieurgesellschaft in Hannover und seit 2010 im Nebenamt Standortleiter des Fraunhofer Instituts für Windenergie und Energiesystemtechnik (IWES) in Hannover; Peter Schaumann ist Vorsitzender oder Mitglied zahlreicher nationaler und internationaler Verbands- und Normungsgremien auf den Gebieten Stahlbau, Windenergie und baulicher Brandschutz.



### Manuela Böhm, M.Sc.

studierte Bauingenieurwesen (2019) an der Leibniz-Universität Hannover, sie schrieb ihre Masterarbeit über schwimmende Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen im Rahmen eines Forschungsaufenthalts beim National Renewable Energy Laboratory (NREL) in Boulder (USA); seit 2019 arbeitet Manuela Böhm als Doktorandin am Institut für Stahlbau der Leibniz-Universität Hannover.

## 1 Einführung

Offshore-Windparks sind in Deutschland in der Nord- und in der Ostsee zu finden. In **Abb. 1** (Seite XX) ist eingezeichnet, was für den Bereich Offshore-Windenergie hierzulande wichtig ist: die gestrichelte blaue Linie. Sie kennzeichnet die Grenze der deutschen *Ausschließlichen Wirtschaftszone* der Bundesrepublik Deutschland, der sogenannten AWZ. Diese Abkürzung bezeichnet (siehe **Abb. 1**, unten links) das Meeresgebiet jenseits des Küstenmeeres, das innerhalb einer Entfernung von zwölf Seemeilen (etwa 22 Kilometer) von der Küste das Staatsgebiet und damit den Hoheitsbereich eines Staates umgrenzt. Dieses Küstenmeer, besser bekannt als die Zwölf-Seemeilen-Zone, und die AWZ dürfen ab der Basislinie zusammen bis zu 200 Seemeilen (370 Kilometer) betragen, daher auch die Bezeichnung 200-Meilen-Zone.

Der bauaufsichtliche Bereich der Länderbehörden für Windenergieanlagen endet an der Zwölf-Seemeilen-Zone. Innerhalb dieser Grenze gibt es nur einige wenige Windparks. Der größte Anteil der Parks liegt in der AWZ, also außerhalb des Küstenmeeres, und damit im Zuständigkeitsbereich des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH). Viele der Parks sind bereits fertiggestellt; sie sind in **Abb. 1** grün dargestellt. Die Gesamtkapazität der Anlagen mit Netzeinspeisung erreichte Ende 2019 etwas mehr als 7,5 Gigawatt. Einige Parks befinden sich noch im Bau (gelb), und die konkreten Planungen für die nächsten Jahre (ab 2022, in Grau) sind nur gering.

## 2 Planungsziele für die Offshore-Windenergie in Deutschland

Als vor etwa zwanzig Jahren das Thema Offshore-Windenergie auch die Allgemeinheit zu beschäftigen begann, war der Diplom-Sozialwirt Jürgen Trittin der zuständige Minister im Bundesumweltministerium der damaligen rot-grünen Bundesregierungen unter Bundeskanzler Gerhard Schröder (1998 bis 2005). Zu jener Zeit hatte man politischerseits große Pläne. Geplant waren Windenergieanlagen in der Nord- und Ostsee mit insgesamt 25 Gigawatt Nennleistung. Das entspricht ungefähr 25 großen Kohle- oder Atomkraftwerken. Diese Absichten wurden in der Zeit der Großen Koalitionen der Jahre 2005 bis heute unter Sigmar Gabriel als damaligem Bundesumwelt- und späterem Bundeswirtschaftsminister auf 6,5 Gigawatt reduziert. Die aktuelle Bundesregierung spricht von einem Ausbauziel von 6,5 Gigawatt bis 2020 und zuletzt von 20 Gigawatt bis 2030. Bundeskanzlerin Angela Merkel hat kürzlich noch einmal betont, dass diese Ziele uneingeschränkt verfolgt werden müssten.

Die tatsächliche Entwicklung veranschaulicht **Abb. 2** (Seite XX), die den jährlichen Leistungszubau, den jährlichen Leistungsrückbau und die kumulierte Leistung der Offshore-Windenergie-Anlagen (OWEA) von 2008 bis heute darstellt. Der jährliche Leistungszubau ist bis 2017



kontinuierlich gestiegen, wobei das Jahr 2015 mit fast 2,5 Gigawatt ein außergewöhnlich starkes Jahr gewesen ist. Danach wurde es wieder weniger. Immerhin wurde bis Ende 2019 die für 2020 geplante kumulierte Leistung von 6,5 Gigawatt schon erreicht. Für die kommenden zwei Jahre stockt der Ausbau jedoch nahezu vollständig. Wenn bis 2030 die nunmehr in Aussicht gestellten 20 Gigawatt realisiert werden sollen, müssen ab 2022 pro Jahr durchschnittlich etwa 1.400 Megawatt zugebaut werden. Das sind bei einer heute üblichen Turbinenleistung von sieben Megawatt etwa 200 Anlagen jährlich.

Die wesentlichen Gründe für diese Verschiebungen sind der verzögerte Netzausbau an Land und auf See, die widrigen Ausschreibungsbedingungen und die zeitaufwendigen Genehmigungsverfahren. Die Debatten, die überall dort geführt werden, wo Masten für die Übertragung des Stroms aus der Windenergie errichtet werden sollen, sind zäh und mühsam. Viele Menschen sind zwar prinzipiell für Maßnahmen gegen den Klimawandel, wenn es aber um damit verbundene Veränderungen in ihrer Nähe geht, entwickeln sie oft eine Verweigerungshaltung. Den Strom aus dem Norden in den Süden oder in den Westen Deutschlands zu transportieren, wo große Industrieregionen liegen, ist also eine bedeutende politische, vor allem kommunalpolitische Herausforderung, die den Gemeinsinn und das Bewusstsein direkt und indirekt Betroffener für die langfristige Sicherung unserer Existenz auf eine harte Probe stellt.

Die Perspektiven der Windkraft für die nächsten Jahre scheinen also nicht besonders gut zu sein. Der Mangel an Aufträgen hat erhebliche volkswirtschaftliche Konsequenzen für Deutschland. Es gehen zehntausende Arbeitsplätze in dieser Zukunftstechnologie wieder verloren. Mehrere namhafte Firmen für den Ausbau der Offshore- und der Onshore-Windenergie sind bereits in Konkurs gegangen oder verlagern Produktionsstandorte ins Ausland. Für die Herstellung der stählernen Tragstrukturen der Offshore-Windenergieanlagen sind zwei große Hersteller in Nordenham und in Rostock übriggeblieben. Diese Firmen versuchen zurzeit, die durch politische Fehlentscheidungen entstandene Produktionslücke in der deutschen Offshore-Windenergie durch Aufträge aus Taiwan auszugleichen. Das wird nicht lange erfolgreich sein, da die Asiaten sehr rasch selbst Produktionsstätten errichten.

### 3 Die Genehmigungsverfahren weichen auf See deutlich von denen an Land oder in Küstennähe ab

Innerhalb der Grenzen der Zwölf-Seemeilen-Zone Deutschlands ist, entsprechend den Regeln des Bundes-Immissionsschutzgesetzes, jenes Bundesland für die Genehmigung zuständig, an dessen Küsten die geplanten Anlagen errichtet werden sollen. Offshore-Windparks, die außerhalb dieser Zone innerhalb der AWZ errichtet werden, fallen gemäß der See-Anlagen-Verordnung (SeeAnlV) in den Zuständigkeitsbereich des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie in Hamburg. Der Schutzstatus des küstennahen Wattenmeeres und die Schifffahrtslinien führen dazu, dass in Deutschland die meisten der Offshore-Windparks außerhalb der Zwölf-Seemeilen-Zone in der AWZ errichtet werden. Diese Entwicklung ist am Standort der genehmigten und beantragten Projekte abzulesen (siehe auch **Abb. 1**).

Die Genehmigung und die Planfeststellung von Offshore-Windparks ist ein multidisziplinärer und zeitaufwendiger Vorgang, bei dem die Genehmigungsbehörden die beantragten Projekte nach den Vorschriften

zahlreicher Gesetze und Verordnungen des See- und Schifffahrtsrechts, des Naturschutz- und Umweltrechts und des Technikrechts prüfen müssen. Die Genehmigung und Planfeststellung führen die zuständigen Behörden der Bundesländer beziehungsweise das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie durch, jene Behörde also, die für die Genehmigungsverfahren zentral für alle Parks zuständig ist, die jenseits der Grenze der Zwölf-Seemeilen-Zone liegen. Diese Behörde muss über jene Aspekte hinaus, die hinsichtlich des Prinzips von Sicherheit und Ordnung im bauaufsichtlichen Genehmigungsverfahren an Land oder in unmittelbarer Küstennähe zu beachten und durchzusetzen sind, noch einigen weiteren Gesichtspunkten Geltung verschaffen. Dazu gehören die Sicherheit des Schiffsverkehrs, die Verkehrsführung im Bereich der Küstengewässer der Ausschließlichen Wirtschaftszone, aber auch die Bodenschätze, die Interessen der Deutschen Marine, der Fischerei, des Naturschutzes und die der Betreiber von Kabel- oder Gasleitungen. Natürlich spielt auch das Thema Sicherheit eine Rolle.

Im Hinblick auf die Tragstrukturen geht es vorrangig um drei Eigenschaften: Tragsicherheit für Extrembeanspruchungen aus Wind und Wellen, Nachweis der Ermüdungsfestigkeit unter den dynamischen Beanspruchungen aus Betrieb, Wind und Wellen sowie die Resonanzeigenschaften der Tragkonstruktion. In diesem Zusammenhang wird auch darüber diskutiert, ob für die betrachteten Grenzzustände die gleichen, niedrigen Versagenswahrscheinlichkeiten zugrunde gelegt werden sollen wie für die Onshore-Turbinen. Da die Offshore-Anlagen nur zu Wartungs- oder Reparaturzwecken von Menschen bestiegen werden und diese Arbeiten nur bei moderaten Wetterverhältnissen und bei stillstehenden Anlagen durchgeführt werden, ist das Personenrisiko sicherlich anders zu bewerten als onshore.

Das Argument Sicherheit gilt auch für die energietechnische Versorgungssicherheit, denn wenn durch unvorhergesehene Schäden einzelne Anlagen oder gar ein ganzer Windpark ausfallen, dann ist das auch im Sinne der Energieversorgung relevant.

Das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie hat für die Genehmigungsverfahren eigene Standards für die konstruktive Ausführung von Offshore-Windenergieanlagen aufgestellt [3], in denen die Regeln für das Genehmigungsverfahren sehr detailliert beschrieben werden. Auf den über einhundert Seiten dieses Standards wird auch Bezug genommen auf Normen, zum Beispiel auf die Eurocodes, und auf die Standards, die Verfahrensbeteiligte aus anderen Bereichen entwickelt und erlassen haben, zum Beispiel die des DNV GL [4], einer internationalen Klassifikationsgesellschaft und Consultingfirma in den Bereichen technische Beratung, Ingenieurdienstleistungen, Zertifizierungen und Risikomanagement. DNV GL ist 2013 durch Zusammenschluss der Klassifikationsgesellschaften Det Norske Veritas (Norwegen) und Germanischer Lloyd (Deutschland) entstanden und ist mit weltweit etwa 16.000 Mitarbeitern an 400 Standorten in 100 Ländern die derzeit größte Schiffsklassifikationsgesellschaft der Welt. DNV GL hat eigene Standards entwickelt, die zum Teil auf solchen Regelungen basieren, die aus ganz anderen Bereichen kommen, nämlich aus der Öl- und Gaswirtschaft, in der die deutsche Industrie vergleichsweise wenig involviert war und ist. Weiter gibt es in der Schrift des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie Bereiche, auf die verwiesen wird, die außerhalb des üblichen Erfahrungsbereichs von konstruktiven Bauingenieuren liegen. Diese und andere Standards des Bundesamtes, beispielsweise spezielle Standards für die Baugrunderkundung, können auf der Website des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie kostenfrei heruntergeladen werden. Sie sind auf Deutsch und Englisch erhältlich, was gute Gründe hat, denn die Arbeitssprache in dieser Industrie ist Englisch.

# WINDENERGIEANLAGEN I

Das Bundesamt hat auch eine gewisse Hierarchie der Normung festgelegt. Für die Bemessung von Bauteilen gibt es zum Beispiel Regelungen, die auch in den Eurocodes beschrieben sind. Wenn beispielsweise für eine Stahlkonstruktion der Beulnachweis und der Ermüdungsfestigkeitsnachweis anfallen, dann sollen nach den Vorstellungen des

BSH auch die für den bauaufsichtlichen Bereich geltenden Normen dafür herangezogen werden. Nur dann, wenn es keine derartigen Regelungen gibt, muss auf andere Normenwerke zurückgegriffen werden. Eine Regelung für die Lastannahmen einer Plattform einer Windenergieanlage mit Hubschrauberlandeplatz ist beispielsweise im Eurocode



Abb. 1: Ausbaustand der Offshore-Windenergie in Deutschland per 31.12.2019 [1]

nicht zu finden, auch gibt es dort keine Festlegungen für Lasten aus Seegang. Die sind in IEC-Normen der Reihe IEC 61400 oder beim DNV GL zu finden. Die Internationale Elektrotechnische Kommission IEC (International Electrotechnical Commission), eine internationale Normungsorganisation für Normen im Bereich der Elektrotechnik und

Elektronik mit Sitz in Genf, hat die Normen im Bereich der Windenergie in weiten Teilen in ihren Aufgabenbereich genommen. Dies gilt auch für normative Regelungen, die den baulichen Teil dieser Anlagen betreffen. Diese Normen hat nicht das Europäische Komitee für Normung CEN herausgegeben, das mit den Eurocodes für die Normung



## LEISTUNG DER OFFSHORE-WINDENERGIEANLAGEN NORD-/OSTSEE

MIT NETZEINSPEISUNG



INSTALLIERT OHNE NETZEINSPEISUNG

112 MW

IM BAU

118 MW

FINALE INVESTITIONSENTSCHEIDUNG

0 MW







Abb. 2: Entwicklung der Offshore-Windenergie in Deutschland [2]

zum Beispiel im Bereich des Bauens zuständig ist, sondern IEC. Generell besteht die Tendenz, die Zuständigkeit für Tragsicherheitsfragen im Bereich der Windenergie aus dem bauaufsichtlichen Bereich herauszunehmen. Offenbar versprechen sich einige Stakeholder und Aktionäre im internationalen Wettbewerb davon Vorteile. Aus deutscher Sicht führt eine solche Entwicklung zu einer Verlagerung der Verantwortungsbereiche und möglicherweise auch zu einer Aufweichung des durch die Baunormen vorgegebenen Sicherheitsniveaus.

## 4 Die Vielfalt der Standortbedingungen und Anlagengrößen verlangt nach verschiedenartigen Tragstrukturen

Kann es eine einzige Tragstruktur geben, die alle Offshore-Anforderungen bestmöglich erfüllt? Diese Frage muss nach heutigem Kenntnisstand eindeutig verneint werden, weil sehr viele sehr unterschiedliche Parameter bei der Bemessung dieser Konstruktionen eine Rolle spielen und deshalb fallspezifisch beachtet werden müssen. Nahezu sämtliche Konstruktionen sind aus Stahl. Auch die Türme der Offshore-Windenergieanlagen sind, im Gegensatz zu heute häufig in Spannbetonbauweise errichteten Türmen der Onshore-Anlagen, als Stahlrohrtürme ausgebildet. Drei Parameter bestimmen ganz wesentlich die Tragkonstruktion:

- Anlagengröße,
- Wassertiefe und
- Bodenverhältnisse.

Da ist zum ersten die Anlagengröße, die maßgeblich die Massenverteilung, die Nabenhöhe und den unteren Turmdurchmesser bestimmt. Die Wassertiefe und der Standort sind entscheidend für die Beanspruchungen aus dem Seegang, der Meeresströmung und gegebenenfalls der Eislasten. Die Baugrundverhältnisse wirken sich besonders auf die Einbindelängen der Verankerungspfähle aus. In **Abb. 3** werden sechs derzeit gängige Typen dargestellt.

■ Der Typ *Monopile* (**Abb. 3a**) wird aktuell mit großem Abstand am häufigsten gebaut (**Abb. 4**). Der Name dieser Konstruktionsweise leitet sich davon ab, dass sie nur einen einzelnen, stählernen Pfahl hat. Die größten Monopiles erreichen Durchmesser von bis zu zehn Metern und Einzelgewichte von nahezu 2000 Tonnen. Diese Konstruktion ist

zwar mit hohem Materialaufwand verbunden, dafür sind die Schweißarbeiten aber im hohen Maße automatisiert worden. Im Gegensatz zu Mehrpfahl-Lösungen ist bei dieser Variante für den Biegemomententabtrag die laterale Bodentragfähigkeit von besonderer Bedeutung. Das Tragverhalten von Monopiles mit großem Durchmesser, vor allem unter zyklischer Dauerlast, ist nicht vollständig geklärt und Gegenstand aktueller Forschung. Zwischen dem Monopile und dem Stahlurm wird üblicherweise ein Übergangsstück angeordnet, das Leitern und Fender für den Zugang und auch Plattformen einschließt. Dieses Übergangsstück wird entweder über eine Grout-Verbindung (Rohr-in-Rohr Steckverbindung mit hochfestem Vergussbeton in der Fuge) oder über eine geschraubte Ringflanschverbindung mit dem Monopile verbunden. Zahlreiche Schäden am Ende des ersten Jahrzehnts dieses Jahrhunderts haben zu intensiven Forschungsarbeiten über die Grout-Verbindung geführt [6]. Darüber schließt sich dann der Stahlrohrturm – meist mit mehreren Segmenten – mit Ringflanschverbindungen an (**Abb. 5**).

■ Die *Schwergewichtsgründung* (**Abb. 3b**) entspricht im Wesentlichen der klassischen, massiven Flachgründung. Alternativ bieten sich Stahl- oder auch Betonkästen an, die abgesenkt und ballastiert werden. Untersuchungen an Schwerkraft-Fundamenten aus Beton für die ersten Offshore-Parks in Dänemark haben gezeigt, dass diese durch den technischen Aufwand und die Kosten mit zunehmender Wassertiefe unwirtschaftlich werden.

■ Der *Tripod* (**Abb. 3c**) ist in dem deutschen Testfeld alpha ventus und danach in zwei deutschen Windparks in der Nordsee gebaut worden (**Abb. 6**). Bei dieser Gründungsvariante wird der Turmschaft durch eine dreibeinige Abstrebung und horizontal liegende Aussteifungen gestützt. Die Verbindung mit dem Baugrund erfolgt mit Pfählen, die in Hülsen am Ende der Tripodbeine geführt und durch vergROUTEN kraftschlüssig mit diesen verbunden werden. Die deutschen Firmen Weserwind (Bremerhaven) und Nordseewerke (Emden), die diese Variante gebaut haben, sind beide in die Insolvenz gegangen. Es hat sich herausgestellt, dass diese Konstruktion sowohl extrem schwer wurde als auch einen ungeheuren Fertigungsaufwand mit komplizierten, manuell zu fertigenden Schweißnähten verbunden ist. Diese Kombination hat sich als nicht wettbewerbsfähig entpuppt.

■ Viel leichter sind dagegen die sogenannten *Jacket-Konstruktionen* (**Abb. 3d**). Das Jacket ist eine fachwerkartige Struktur aus Rundhohlprofilen mit großer Basis, die, wie das Tripod-Fundament, mit Pfählen

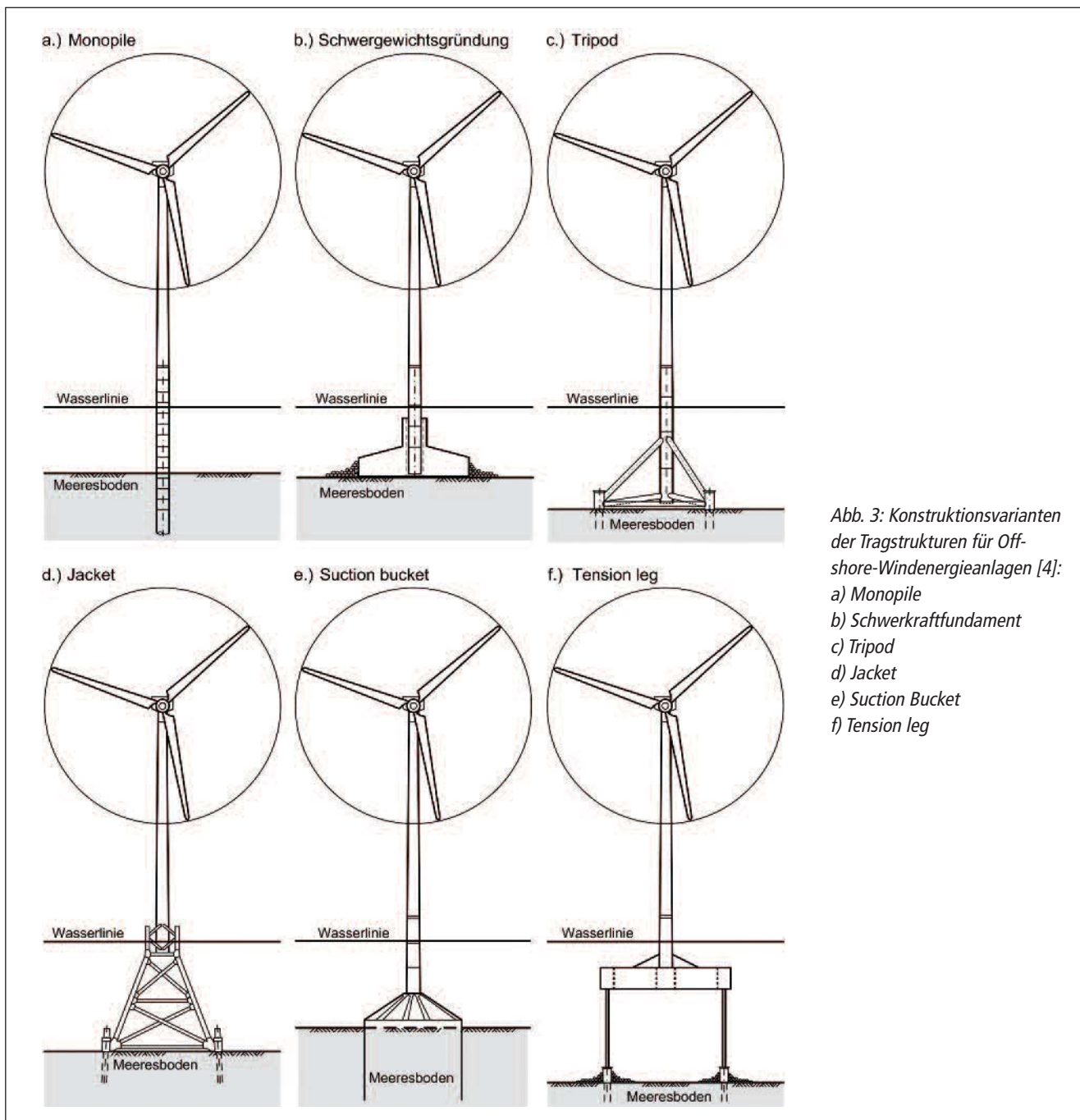
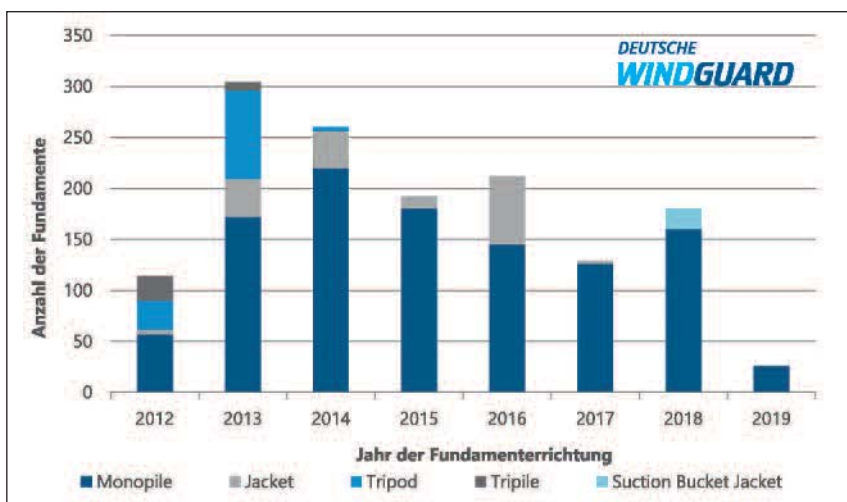


Abb. 3: Konstruktionsvarianten der Tragstrukturen für Off-shore-Windenergieanlagen [4]:  
 a) Monopile  
 b) Schwerkraftfundament  
 c) Tripod  
 d) Jacket  
 e) Suction Bucket  
 f) Tension leg

© Institut für Stahlbau, UH



© Deutsche Windguard

Abb. 4: Verwendete Fundamenttypen im Zeitverlauf [2]



© Peter Schaumann

Abb. 5: Monopile bei Steelwind, Nordenham

im Baugrund verankert wird und eine große Steifigkeit aufweist; es ist damit für größere Wassertiefen und widrige Baugrundverhältnisse gut geeignet. Diese Konstruktionen sind im Prinzip von den Förderplattformen der Öl- und Gaswirtschaft bekannt. Die einzelnen Glieder sind wegen des geringeren Widerstandes im Wasser aus Rundrohren gefertigt, was die Fertigung an den Knoten kompliziert macht. Hier werden jedoch zur Zeit Forschungsarbeiten durchgeführt [7], die ein Konzept aus vorgefertigten Knoten und Standardrohren verfolgen. Dies ist im Sinne der Serienfertigung ein vielversprechender Ansatz.

■ Das *Bucket-Fundament* (Abb. 3e) ist ein eimerartiges Stahlfundament, das mit der Öffnung nach unten mittels eines Vakuumverfahrens in den Boden eingesaugt wird. Die gesamte vom Fundament eingeschlossene Bodenmasse trägt zur Stabilität des Fundamentes bei. Es kann bei Wassertiefen bis zu vierzig Meter eingesetzt werden. Die Vorteile sind die niedrigen Kosten der einfachen Struktur und eine leichte Rückbaufähigkeit: Wenn Luft hineingepumpt wird, hebt sich das Fundament wieder aus dem Boden heraus. Ein weiterer Vorteil gegenüber Rammpfählen ist, dass beim Bau keine Schallemissionen entstehen, die die Meeresfauna beeinträchtigen. Wenngleich kleine Hindernisse mittels örtlicher Bodenverflüssigung beseitigt werden können, ist zur Anwendung dieses Konzepts ein homogener Baugrundaufbau nötig. Buckets können auch anstelle von Pfählen bei Jackets zur Anwendung kommen. Prototypen dieser Variante sind noch in der Erprobung.

■ Für große Wassertiefen ab fünfzig Metern stehen *schwimmende Konstruktionen* zur Wahl. Dazu gehört unter anderem das in Abb. 3f

dargestellte *Tension-Leg-Konzept*. Dieses Konzept sieht einen Schwimmkörper mit zylindrischer Form vor, der sich auf Höhe der Meeresoberfläche befindet und nicht auf dem Meeresgrund abgesetzt ist. Dieser ist mit Ballast versehen, und von ihm gehen mehrere Pontons horizontal ab. An diesen sind die Spannglieder befestigt, welche unter Spannung im Meeresboden verankert sind. In der Mitte der Plattform wird der Turm der Windenergieanlage eingespannt. Großer Vorteil von schwimmenden Konzepten ist das einfache Einschwimmen der Schwimmkörper zum Offshore-Standort.

Zu den Offshore-Windparks gehören natürlich auch die Transformatorplattformen (Abb. 7). Diese Offshore-Plattformen bestehen aus der Topside, der Tragstruktur und der Gründung. Bei festverankerten Plattformen werden meistens Jackets in Kombination mit Rammpfählen ausgeführt. Die Rammpfähle (Piles) werden durch seitlich an den Jacket-Legs angebrachte Stahlrohre (Sleeves) gerammt. Die sogenannte Pile-Sleeve-Connection wird anschließend vergROUTet, wobei der Ring-spalt zwischen Rammpfahl und Sleeve mit einem hochfesten Vergussmörtel verfüllt wird. Der Vergussmörtel, welcher häufig auch als Groutmaterial bezeichnet wird, hat Zuschläge mit sehr feinen Durchmessern, wird unter Wasser eingefüllt, erhärtet und stellt dann die Verbindung her.

Die Offshore-Plattformen bilden das zentrale Element eines Windparks. Sie dienen als Sammelstelle für die Seekabel der einzelnen Windenergieanlagen und werden deshalb auch als Steckdosen auf hoher See bezeichnet. Innerhalb der Topside wird durch Trafos das park-





© Institut für Stahlbau, UH

Abb. 6: Jacket in Windpark alpha ventus



Abb. 7: Transformatorplattform BorWin Gamma

interne Spannungsniveau auf ein Spannungsniveau des Hochspannungsnetzes transformiert. Die Hochspannungsleitungen leiten den grünen Strom anschließend von der Offshore-Plattform zu einer Hochspannungs-Gleichstrom-Übertragungs-Station (HGÜ-Station) oder direkt zum Festland. Die abgebildete Transformatorplattform hat ein Gesamtgewicht von 33.000 Tonnen, wobei die stählerne Unterkonstruktionen (Jacket einschließlich der Pfähle) 10.000 Tonnen wiegt.

## 5 Die dynamischen Beanspruchungen verleihen dem Nachweis der Ermüdungsfestigkeit enorme Bedeutung

Auch für Offshore-Windenergieanlagen muss der übliche Katalog von Standsicherheitsnachweisen erbracht und geprüft werden. Wegen der dynamischen Belastungen aus Wind, Betrieb und Seegang und der extrem hohen Lastwechselzahlen von über einer Milliarde Lastwechseln hat der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit eine besondere Bedeutung. Neuralgische Konstruktionsdetails sind hier die Verbindungen, das heißt, Schweißnähte, Schraubenverbindungen und die bereits erwähnten Grout-Verbindungen. Die Ermüdungsfestigkeit der extrem dicken Bleche (**Abb. 8**) stellt dabei eine besondere Herausforderung dar. In aktuellen Forschungsarbeiten wird deren Verhalten unter Ermüdungsbeanspruchung erforscht, wobei neuartige Schweißverfahren und Schweißnahtnachbehandlungsverfahren erprobt werden [8].

Mit den Monopiles gab es seit dem Beginn der Offshore-Windenergie eine dominante Konstruktionslösung. Die Monopiles wurden in den



Abb. 8: Versuchskörper einer ermüdungsbeanspruchten Schweißnaht mit deutlich erkennbarer Rissbildung

Seeboden gerammt, dann wurde ein Übergangsstück aufgesetzt, dessen Durchmesser etwas größer war, und der Zwischenraum wurde vergroutet. So konnten auch Abweichungen von der Vertikalität ausgeglichen werden. Bis zum Jahre 2009 wurden diese zylindrischen Rohrverbindungen zum überwiegenden Teil mit glatten Stahloberflächen hergestellt. Das entsprach durchaus dem damaligen international geltenden Stand der Technik, weil auch mit glatten Oberflächen eine gewisse Längsschubtragfähigkeit experimentell nachgewiesen war. Auf Schubrippen (shear keys), die auf der Außenseite des Monopiles und auf der Innenseite des Transition Piece aufgeschweißt werden, wurde sogar ganz bewusst verzichtet, und zwar wegen ihres ungünstigen Einflusses auf die Ermüdungsfestigkeit.





© Institut für Stahlbau

Abb. 9: Geöffneter Versuchskörper einer Groutverbindung

Der Autor hat ab 2003 mit wissenschaftlichen Untersuchungen dieser Verbindung mit dem Ziel der Optimierung begonnen. Ansätze waren zum Beispiel die Verkleinerung der Übergreifungslänge oder alternative Groutmaterialien wie Normalbeton anstelle der hochfesten Vergussbetone. Dabei ist festgestellt worden, dass die damaligen international geltenden Regelungen nicht sicher waren. Diese Erkenntnis ist 2008 publiziert worden. Zu spät! Ein Jahr später kamen die ersten Anlagen in Holland und England – insgesamt 600 Anlagen – ins Rutschen, wobei ein Sachschaden von vielen hundert Millionen Euro entstand. Inzwischen werden die Grout-Verbindungen standardmäßig mit shear keys ausgestattet (Abb. 9).

Diese Schäden haben maßgeblich zu Überlegungen geführt, anstelle der Groutverbindung bei Monopiles geschraubte Ringflanschverbindungen mit hochfesten vorgespannten Schraubenverbindungen einzusetzen. Diese Entwicklung wurde dadurch begünstigt, dass die Monopiles zwischenzeitlich so genau vertikal gerammt werden können, dass eine nachträgliche Korrektur in der Regel nicht erforderlich ist. Bei dieser Verbindungstechnik werden sehr große Schrauben eingesetzt, die größten, die in diesem Bereich als hochfeste vorgespannte Schrauben (HV-Schrauben) momentan zur Verfügung stehen: M72. Allerdings ist heute bekannt, dass auch diese Verbindung bautechnisch einige Herausforderungen bietet [9].

Zu diesen Schrauben wurde am Institut für Stahlbau der Leibniz-Universität in Hannover auch ein Forschungsprojekt durchgeführt, mit dem der Einfluss verschiedener Feuerverzinkungen (normaltemperatur-feuerverzinkt, hochtemperatur-feuerverzinkt) den schwarzen Schrauben gegenübergestellt worden ist [10]. Für die ganz großen Schrauben sind allerdings noch weitere Versuche durchzuführen. Dazu werden spezielle Messschrauben mit DMS-Messtechnik ausgestattet, um Axialkraft, Biege- und Torsionsmomente in der Schraube zu quantifizieren (Abb. 10).



© Institut für Stahlbau, LUH

Abb. 10: Messschraube M72

Solche und viele andere Forschungsvorhaben werden im Testzentrum für Tragstrukturen der Leibniz-Universität Hannover (TTH) (Abb. 11) durchgeführt, das in unmittelbarer Nachbarschaft des Wellenkanals für Untersuchungen im Küsteningenieurwesen im Jahre 2014 eröffnet worden ist. Der Wellenkanal wird in den nächsten Jahren für 35 Millionen Euro noch einmal weiter ausgebaut. Dort können dann nicht nur die Wirkung von Wellen auf Konstruktionen, sondern – zusammen in einem Tiefteil – gleichzeitig auch die Wirkung von Strömungen untersucht werden. Der Wellenkanal ist 320 Meter lang, fünf Meter breit und sieben Meter tief. Der Tiefteil des Kanals wird später zwischen 15 und 20 Meter tief sein. Diese Testanlage ist dann weltweit einmalig.

In diesem Testzentrum können Tragstrukturen (Türme und Gründungskonstruktionen) im Maßstab 1:10 bis 1:3 experimentell untersucht werden. Dafür stehen eine Grundbauversuchsgrube von zehn Metern Tiefe und ein Spannfeld mit über Eck stehenden Widerlagerwänden bereit. Ergänzend können vor Ort Speziallabore für Stahl, Beton, Faser-verbundwerkstoffe und geotechnische Untersuchungen genutzt werden.

Klar definierte Testbedingungen bis hin zur Extremlast gewährleisten reproduzierbare Ergebnisse, die Antworten auf komplexe Fragestellungen liefern. Im Zusammenspiel von Strukturmodellen, numerischen Berechnungen und großmaßstäblichen Experimenten können On- und Offshore- Windenergieanlagen im Hinblick auf höhere Anlagenverfügbarkeit und Kosteneffizienz weiterentwickelt und Simulationsmodelle validiert werden. Das dynamische Verhalten und das Ermüdungsverhalten der Strukturen unter den Dauerbeanspruchungen von Wellen, Wind und Anlagenbetrieb werden im Zeitraffer untersucht. Optimierungsansätze und Systemreserven können somit zeiteffizient identifiziert und erschlossen werden. Auch umweltverträgliche Bauverfahrenstechniken lassen sich im Testzentrum systematisch untersuchen.

Abb. 11 zeigt die mit Sand gefüllte zehn Meter tiefe Grundbauversuchsgrube. Der Sand wird nach einer speziellen Technik eingebaut, um das Verhalten des Bodens zum Beispiel beim Eindringen der Pfähle genau zu untersuchen. Die Anlage kann auch geflutet werden, um reale Verhältnisse in der Nord- und Ostsee nachzubilden. Im hinteren Teil befindet sich ein 3D-Spannfeld mit nicht nur einem horizontalen Teil, sondern mit zwei Wänden, die sich rechtwinklig gegenüberstehen. Hier können Lasten dreidimensional aufgebracht werden.

## 6 Neue Normenreihe DIN 18088 für Tragstrukturen für Windenergieanlagen und Plattformen

Am Deutschen Institut für Normung (DIN) erarbeiten Experten seit November 2014 die Normtexte für die DIN 18088 „Tragstrukturen für Windenergieanlagen und Plattformen“ [11]. Sie soll zukünftig die für Windenergieanlagen geltende Norm im bauaufsichtlichen Bereich sein. Diese Normenreihe umfassen Regelungen für Einwirkungen auf Tragstrukturen von Windenergieanlagen und Plattformen onshore und offshore, das Sicherheitskonzept sowie Bemessungsregeln für Tragstrukturen in Spannbeton- und Stahlbauweise und Gründungen. Noch zu erarbeitende Normenteile befassen sich unter anderem mit den Grout-Verbindungen und Regelungen für wiederkehrende Prüfungen.





© LUH, Fakultät Bauingenieurwesen und Geodäsie

Abb. 11: Blick in das Testzentrum für Tragstrukturen der Leibniz Universität Hannover

Der für die Nachweise der Standsicherheit der Tragstrukturen von Windenergieanlagen und Plattformen in Stahlbauweise maßgebende Teil der DIN 18088 wird im Teil 3 behandelt. Hier sind die Nachweise für statische Bemessungen geregelt und auch einige Besonderheiten, die beispielsweise in den Eurocodes nicht geregelt sind. Dazu gehören zum Beispiel auch Regelungen für die vorgespannten Schraubenverbindungen der Ringflansche.

Offen ist, ob diese DIN-Normen für die onshore-Anlagen in die Liste der Technischen Baubestimmungen aufgenommen werden, weil zur Zeit diskutiert wird, Windenergieanlagen weitgehend aus der Zuständigkeit der Bauaufsicht herauszunehmen. Auch die Aufnahme in den Standard *Konstruktion* des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie steht noch aus.

## 7 Zusammenfassung

Offshore-Windenergieanlagen sind als Bestandteil der Energiewende unverzichtbar. Die Betriebsergebnisse der ersten Windparks beweisen die hervorragenden Bedingungen, unter denen sie das Windangebot draußen in Nord- und Ostsee nutzen können. Sie haben außerdem als weit vor der Küste liegende Anlagen den großen Vorteil, die Akzeptanz der Bevölkerung in viel höherem Maße zu erhalten als dies bei vielen Onshore-Windparks der Fall ist.

Allerdings befindet sich die Branche in Deutschland momentan in einer sehr prekären Situation. Die Neubaurate stagniert, die Zahl der Arbeitsplätze nimmt rapide ab, die Insolvenzverfahren dagegen nehmen deutlich zu. Selbst die Branchenriesen kämpfen mit schwindenden Umsätzen und Gewinnen. Wer kann, verlagert seinen unternehmerischen Schwerpunkt ins Ausland. Die Bundesnetzagentur sieht deshalb eine Krise von „besorgniserregender Dimension“. Dass es so weit kommen konnte, liegt nicht zuletzt an den politischen Rahmenbedingungen, die für diese wirtschaftliche Entwicklung gegeben werden. Daran ist mit Hochdruck zu arbeiten.

Das Genehmigungsverfahren für Windenergieanlagen stellt sich völlig anders dar, als im bauaufsichtlichen Bereich. Es wird – zumindest für die Windenergieanlagen draußen auf See – von einer zentralen Stelle durchgeführt, dem Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) in Hamburg. Die statischen Unterlagen werden meist durch Zertifizierungsgesellschaften im Einvernehmen mit dem BSH geprüft.

Für diesen Bereich gibt es spezielle normative Regelungen. Es wird, wo es möglich ist, auf die Eurocodes Bezug genommen. Viele Fragen sind aber in den Eurocodes nicht beantwortet. Daher gibt es hier andere Regelungen, die den Nachweisen zugrunde zu legen sind.

Die Anlagen werden aufgrund der Wassertiefen, der Bodenverhältnisse, der Anlagengrößen (Offshore: 10 Megawatt) immer größer. Die Monopiles erreichen heute zehn Meter Durchmesser. Gleichzeitig werden aber die Genauigkeitsanforderungen für die Ringflanschverbindungen verschärft, weil die größere Steifigkeit dieser Konstruktion eine noch präzisere Vorbereitung und Formtreue der Teile verlangt. Das bringt die technische Machbarkeit dieser Konstruktionen an ihre Grenzen.

## 8 Literatur und Quellen

- [1] <https://www.offshore-stiftung.de/mediathek>
- [2] <https://www.windguard.de/jahr-2019.html>
- [3] Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie: Standard Konstruktion: Mindestanforderungen an die konstruktive Ausführung von Offshore-Bauwerken in der Ausschließlichen Wirtschaftszone der Bundesrepublik Deutschland (AWZ), 2015, <https://www.bsh.de>
- [4] DNVGL-ST-0126 Support structures for wind turbines, 2018; <https://rules.dnvgl.com>
- [5] Schaumann, P., Kleineidam, P., Wilke, F. (2004): Fatigue Design bei Offshore-Windenergieanlagen in: Stahlbau 73, H. 9, S. 716-726. <https://doi.org/10.1002/stab.200490175>
- [6] Schaumann, P., Raba, A., Bechtel, A. (2016): Zum Ermüdungsverhalten von Grout-Verbindungen bei unterschiedlichen Umgebungsbedingungen in: Stahlbau 85, H. 12, S. 822-827. <https://doi.org/10.1002/stab.201610434>
- [7] Schaumann, P., Rethmeier, M., Schürmann, K., Pittner, A., Dänekas, C., Schippereit, C. (2018): Automatisierte Fertigung von Hohlprofilknoten für Jacket-Gründungsstrukturen in: Stahlbau 87, H. 9, S. 897-909. <https://doi.org/10.1002/stab.201810017>
- [8] Collmann, M.; Schaumann, P. (2018): Querbelastete Stumpfstöße als kritisches Kerbdetail bei Stahlrohrtürmen und Monopiles in: Stahlbau 87, H. 9, S. 888-896. <https://doi.org/10.1002/stab.201810016>
- [9] Lüddecke, F., Victor, A., Schwedler, M. (2019): Analyse des Einflusses fertigungsbedingter Imperfektionen auf die Schraubkraft an großen Ringflanschverbindungen/Welche Auswirkungen ergeben sich auf die Nachweise für die Ermüdung von Schraubengarnituren bis zur Größe M72? in: DER PRÜFINGENIEUR, Ausgabe 55, S. 42 ff.
- [10] Schaumann, P., Eichstädt, R., Stang, A. (2018): Advanced performance assessment methods for high-strength bolts in ring-flange connections in: Stahlbau 87, H. 5, S. 446-455 <https://doi.org/10.1002/stab.201810601>
- [11] DIN-18088-3, Tragstrukturen für Windenergieanlagen und Plattformen - Teile 1-5, Berlin: Beuth Verlag



# Geprüfte Pläne und periodische Bauwerkskontrollen sind die Basis des sicheren Betriebes von Windenergieanlagen Die Berechnung und Prüfung ihrer Tragstruktur erfordern spezielle Kenntnisse von der Baudynamik und Ermüdung

Weil in Zukunft wohl auch in Deutschland immer mehr Onshore-Windenergieanlagen geplant und gebaut werden, intensivieren viele Ingenieure der planenden und prüfenden Provenienz den technischen und ingenieurwissenschaftlichen Sachverstand, den sie für die Planung und Prüfung dieser Technik benötigen. Der folgende Beitrag gibt ihnen für dieses Vorhaben einige nutzbringende Informationen. Er beschreibt beispielsweise die Konstruktionsarten der Tragstrukturen und die dynamische Auslegung solcher Anlagen, skizziert die Inhalte relevanter Normen und Richtlinien, beschreibt maßgebende Bauteile und Konstruktionselemente, und er geht ausführlich auf die Lebensdauer und auf die Ermüdung der Bauteile der Windenergieanlagen ein. Einen bedeutenden Anteil dieses Artikels nehmen das Kapitel über die Prüfung der Standsicherheit und über die notwendigen Kontrollen der Bauausführung ein sowie dasjenige über die wiederkehrenden Prüfungen während des Betriebes. In diesem Zusammenhang wird erläutert, wie der sichere Weiterbetrieb einer Windenergieanlage nach dem Ablauf ihrer geplanten Entwurfslebensdauer abgesichert werden kann. All diese Aufgaben belegen in jedem Detail immer wieder, dass erst die unabhängige Prüfung der Planungen und regelmäßig wiederkehrende Bauwerkskontrollen den sicheren Betrieb von Windenergieanlagen ermöglichen können. Dazu gehört dann aber auch, und zwar zwingend, dass die Bauingenieure und die Prüfingenieure, die sich diesem Metier verschrieben haben oder es sich erarbeiten wollen, über ganz spezielle Kenntnisse verfügen und sich dieser Kenntnisse auch profoundly bedienen können müssen.



Dr.-Ing. Claus Goralski

studierte Bauingenieurwesen an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen und promovierte 2006 am dortigen Lehrstuhl für Massivbau, seither ist er bei Hegger und Partner Ingenieure für Tragwerksplanung im Ingenieurbau für Windenergieanlagen zuständig, von 2014 an als Geschäftsführer; Claus Goralski ist Prüfingenieur für Baustatik (Massivbau, Metallbau) und internationaler Schweißfachingenieur, er wirkt im Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) und im DIN an der Konzeption und Formulierung einschlägiger Normen und Richtlinien mit und ist Mitglied des Sachverständigen Beirats des Bundesverbandes Windenergie BWE.

## 1 Einführung

Onshore-Windenergieanlagen (WEA) werden in Europa und insbesondere in Deutschland seit Mitte der 90er Jahre in großer Anzahl errichtet. Im Lauf der Jahre haben die Anforderungen an die Tragwerke stetig zugenommen. Auch wurden, zwecks besserer Windausbeute, die Nabenhöhen laufend vergrößert. Gleichzeitig hat die Nennleistung der Windenergieanlagen von circa 500 Kilowatt (Mitte der 90er Jahre) auf derzeit drei bis vier Megawatt zugenommen.

Um auch an sogenannten Schwachwind-Standorten und in bewaldeten Gebieten angemessene Erträge erzielen zu können, werden zurzeit Hybridtürme und reine Stahltürme mit Nabenhöhen von bis zu 170 Metern eingesetzt. In Kombination mit großen Rotoren (mit Durchmessern von bis circa 150 Metern) werden die Tragstrukturen sowohl im Bemessungslastfall als auch unter Betriebslasten hoch beansprucht.

Die statische Berechnung und die statische Prüfung von Tragstrukturen für Windenergieanlagen verlangen den beteiligten Bauingenieuren spezielle Kenntnisse von der Bauwerksdynamik sowie der Ermüdungsberechnung ab.

In Deutschland werden die Tragstrukturen für Windenergieanlagen in den meisten Projekten mit typengeprüften Statiken und Ausführungsunterlagen errichtet. Die Typenprüfungen basieren auf einer Entwurfslebensdauer von mindestens 20 Jahren. Zur Verlängerung der Nutzungsdauer über die Entwurfslebensdauer hinaus ist daher eine ergänzende statische Berechnung und Lebensdaueranalyse durchzuführen.

## 2 Tragstrukturen, Konstruktionsarten und dynamische Auslegung

Der Turm und das Fundament mit dem Baugrund bilden die Tragstruktur (das Bauwerk) der Windenergieanlage. In Bezug auf die statischen und dynamischen Eigenschaften der Türme ist zwischen Stahlrohtürmen und Hybridtürmen zu unterscheiden, die aus einem Spannbetonsockel im unteren Bereich und einem aufgesetzten Stahlschaft bestehen (**Abb. 1**). Die Gründung wird in Abhängigkeit von den Baugrundeigenschaften als Flach- oder Tiefgründung ausgebildet.

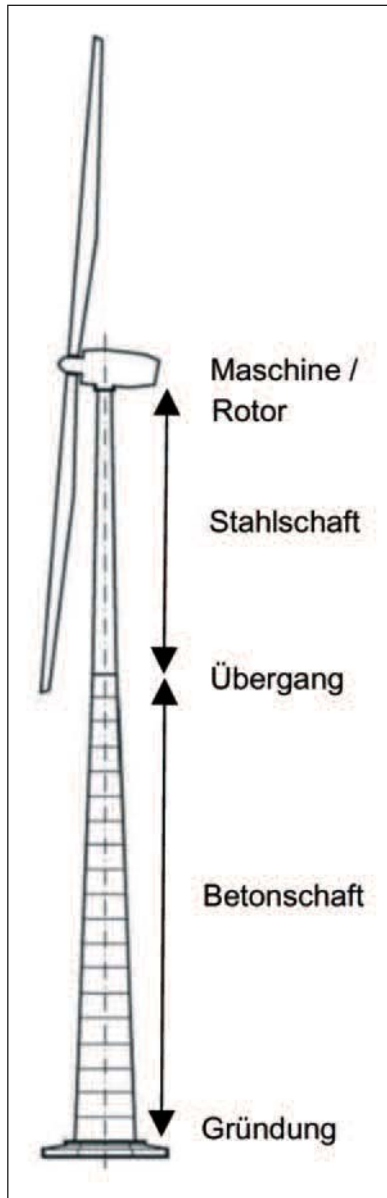
Stahltürme mit einer Nabenhöhe zwischen 100 und 150 Metern bestehen aus zylindrischen Stahlsektionen, die mit Hilfe von vorgespannten L-Flansch-Verbindungen verbunden werden. In den L-Flansch-Verbindungen kommen HV-Garnituren der Größe M36 bis M52 nach DIN EN 1993 beziehungsweise DAST-Richtlinie 009 zum Einsatz.

Aufgrund der großen Schlankheit zylindrischer Stahlrohtürme und damit niedriger Eigenfrequenzen kommt es im Betrieb zu einer dynamischen (Teil-)Anregung. Im Betrieb kann es zu einer Annäherung der



Rotorfrequenzen (Erregerfrequenz) an die Bauwerkseigenfrequenzen kommen. Während der Montage beziehungsweise bei stehender Windenergieanlage treten windinduzierte Querschwingungen auf. Es sind daher Schwingungstilger und betriebliche Maßnahmen erforderlich, um die Schwingungsamplituden auf die zulässigen Werte zu begrenzen. Die Schnittgrößen zur Bemessung von Turm und Gründung sind durch eine gesamt-dynamische Berechnung zu ermitteln. Abweichend hiervon darf nach [1] auch eine vereinfachte Berechnung der Turmschnittgrößen durchgeführt werden, wenn im dauernden Betrieb ein ausreichender Abstand der Eigenfrequenz von der Erregerfrequenz nachgewiesen wird.

Ein günstiges dynamisches Verhalten wird erreicht, wenn die Steifigkeit der gesamten Windenergieanlage, bestehend aus Maschine, Rotor und Tragstruktur, so gewählt wird, dass die Anregung aus der einfachen Rotordrehzahl (1-p) unterhalb der ersten Eigenfrequenz liegt. Die Blattdurchgangsfrequenz (3-p) liegt dann zwischen der ersten und der zweiten Eigenfrequenz (**Abb. 1**). Um die dazu erforderliche Steifigkeit der Tragstruktur zu erreichen, sind Stahlrohtürme mit großem Durchmesser erforderlich. Aufgrund der Transportbeschränkungen werden die unteren Stahlsektionen mit einer vertikalen Schraubfuge ausgeführt. Die Teilschalen werden dabei auf der Baustelle zu zylindrischen Querschnitten verschraubt.



Eine weitere Konstruktionsform zum Erreichen der erforderlichen Steifigkeiten bei großen Nabenhöhen ist der Hybridturm. Ein Hybridturm besteht aus einem Spannbetonschaft mit aufgesetztem Stahlschaft. Es kommen im Wesentlichen zwei Arten von Vorspannsystemen zur Anwendung, für die von unterschiedlichen Herstellern allgemein bauaufsichtliche Zulassungen (DIBt-Zulassung) vorliegen.

1. Bei der externen Vorspannung werden die

Spannglieder an der Innenseite der Turmwand geführt, die Verankerung des Fest- und Spannankers erfolgt am Turmkopf und an der Konsole des Fundamentkellers.

2. Bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund werden die Spannglieder im Wandquerschnitt angeordnet. Nach dem Aufbringen der Vorspannkraft wird der Spannkanal von unten nach oben mit speziellen Verpressmörteln verpresst.

Zur dynamischen Auslegung der Tragstruktur sind mindestens die ersten vier Biege-Schwingformen in Richtung der Rotorachse und 90 Grad zur Rotorachse sowie gegebenenfalls maßgebende Torsions-schwingungen auszuwerten. In der Modellierung sind dabei die Ausmitte der Kopfmasse und die Masseträgheiten des Rotors zu berücksichtigen. Um Unsicherheiten bei der Berechnung der Eigenfrequenzen einzukalkulieren, sind die rechnerisch ermittelten Werte um  $\pm$  fünf Prozent zu variieren.

Die Eigenformen werden in der dynamischen Auslegung der Windenergieanlage über die folgenden Parameter beeinflusst:

- Kopfmasse,
- Querschnitte des Turmes,
- E-Modul im Bereich des Betonschaftes,
- Lage des Übergangs zwischen Stahl und Betonteil,
- Steifigkeit der Gründung, zum Beispiel Flach- oder Tiefgründung (Bodendrehfeder).

## 3 Normen und Richtlinien

Tragstrukturen für Windenergieanlagen werden in Deutschland gemäß der Richtlinie für Windenergieanlagen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) [1] geplant. Sie umfasst Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. Ihre wichtigsten Regelungen sind die Definition der Lastannahmen und der Teilsicherheitsbeiwerte sowie die Festlegung der Ermüdungsfestigkeiten und Wöhlerlinien für Beton und Stahl.

Für die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit werden sowohl normale (ständige und vorübergehende Lastfallkombination) als auch anormale Betriebslastfälle (außergewöhnlicher Lastfall) definiert, zum Beispiel Notstop oder fehlerhafte WEA-Steuerung. Darüber hinaus werden Lastfälle für Transport, Errichtung, Wartung und Erdbeben angegeben.

In den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung wer-

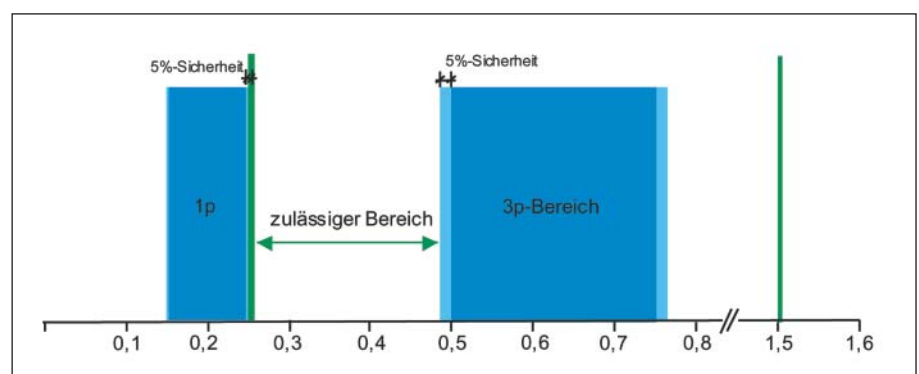


Abb. 1: Hybridturm für Windenergieanlagen und exemplarischer Betriebsbereich

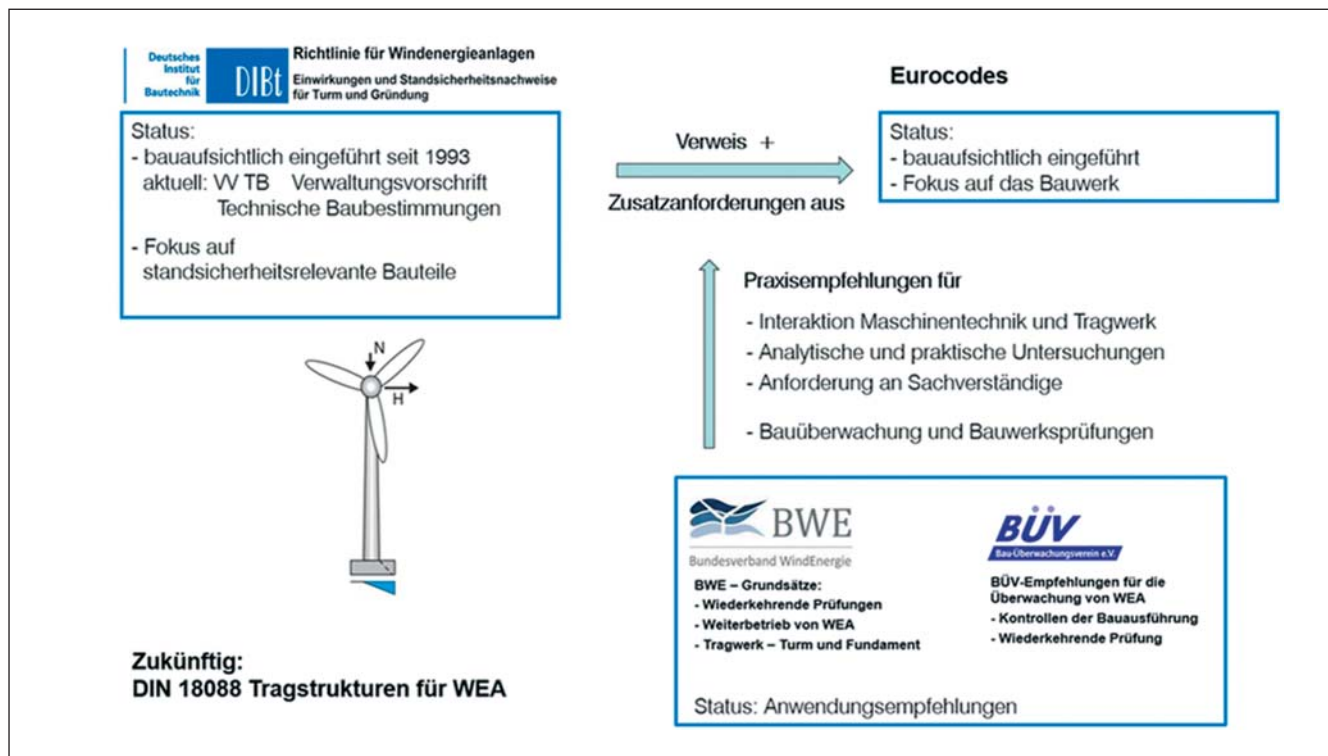


Abb. 2: Bemessungsgrundlagen für Tragstrukturen von Windenergieanlagen (WEA) in Deutschland

den in dieser Richtlinie Betriebslastfälle definiert. Dabei wird für die Tragstruktur und für die maschinentechnischen Bauteile von zwanzig Jahren Betrieb und zusätzlich mindestens einem Jahr Standzeit zu Wartungszwecken ausgegangen (Abb. 2).

Die Bemessung von Turm und Gründung erfolgt grundsätzlich nach harmonisierten Europäischen Normen (Eurocodes) sowie nach ergänzenden Regelungen der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen.

Internationale Projekte werden normalerweise nach den Richtlinien der Internationalen Elektrotechnischen Kommission (International Electrotechnical Commission IEC) geplant und zertifiziert, eine internationale Normungsorganisation für Normen im Bereich der Elektrotechnik und Elektronik mit Sitz in Genf. Die Richtlinie IEC 61400 für Windenergieanlagen [5] regelt die Lastberechnungen, mechanische und elektrische Systeme, Installation, Inbetriebnahme und Wartung von Windenergieanlagen.

Da die IEC-Richtlinie keine spezifischen Bemessungsregeln für die Tragstruktur beinhaltet, werden die Standsicherheitsnachweise häufig nach den Eurocodes oder den jeweiligen nationalen Normen durchgeführt.

Die DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen ist aktuell in der korrigierten Fassung 2015 in der *Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen* (VV TB) bauaufsichtlich eingeführt (Abb. 2). In Bezug auf den Standsicherheitsnachweis können nach Anlage A 1.2.8/6 dieser Vorschrift die Einhaltung der Anforderungen an die Standsicherheit des Turms und des Fundaments der Windenergieanlage dann als erfüllt angesehen werden, wenn die Nachweisführung nach DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen vorgenommen wird. Insbesondere in Bezug auf den Nachweis der Ermüdung und die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Rissbreite, klaffende Fuge der Gründungssohle) erscheint es unter bestimmten statisch konstruktiven Randbedin-

gungen vertretbar, von der DIBt Richtlinie abzuweichen. So bildet DIN 18088 *Tragstrukturen für Windenergieanlagen und Plattformen* [6] aus 2019 in Bezug auf die Ermüdung und die Gebrauchstauglichkeit den Stand der Technik derzeitiger Turm- und Fundamentstrukturen zutreffender ab.

DIN 18088 umfasst fünf Normenteile, die im Wesentlichen auf Eurocodes basieren:

- Teil 1: Grundlagen und Einwirkungen
- Teil 2: Stahlbeton- und Spannbetontragwerke
- Teil 3: Stahlbauten
- Teil 4: Baugrund und Gründungselemente
- Teil 5: Verbindungen zwischen Stahlbauten und Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

Die Teile 1 bis 3 umfassen die Einwirkungen, die Bemessung der Baustoffe Stahl- und Spannbeton sowie der Tragstrukturen. Für den Baugrund wurde neben der Nachweisführung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit auch das Steifigkeitsverhalten unter dynamischer Beanspruchung behandelt. Der Teil 5 (Verbindungen zwischen Stahlbauten und Stahlbeton- und Spannbetontragwerken) liegt bisher lediglich im Entwurf vor und wird weiter bearbeitet.

Der zukünftige Teil 6 umfasst die Regelungen für die wiederkehrenden Prüfungen und wird derzeit im gleichnamigen Arbeitskreis für wiederkehrende Prüfungen an Windenergieanlagen des DIN bearbeitet. Die regelmäßige Prüfung maßgebender Bauteile ist Grundlage der Bemessungsregeln in den Normenteilen 1 bis 5.

Derzeit werden die Kontrollen der Bauausführung und die regelmäßigen Prüfungen der Windenergieanlagen entsprechend den Anwendungsempfehlungen und Grundsätzen des Bundesverbandes WindEnergie (BWE) [8] beziehungsweise des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) [7] durchgeführt.

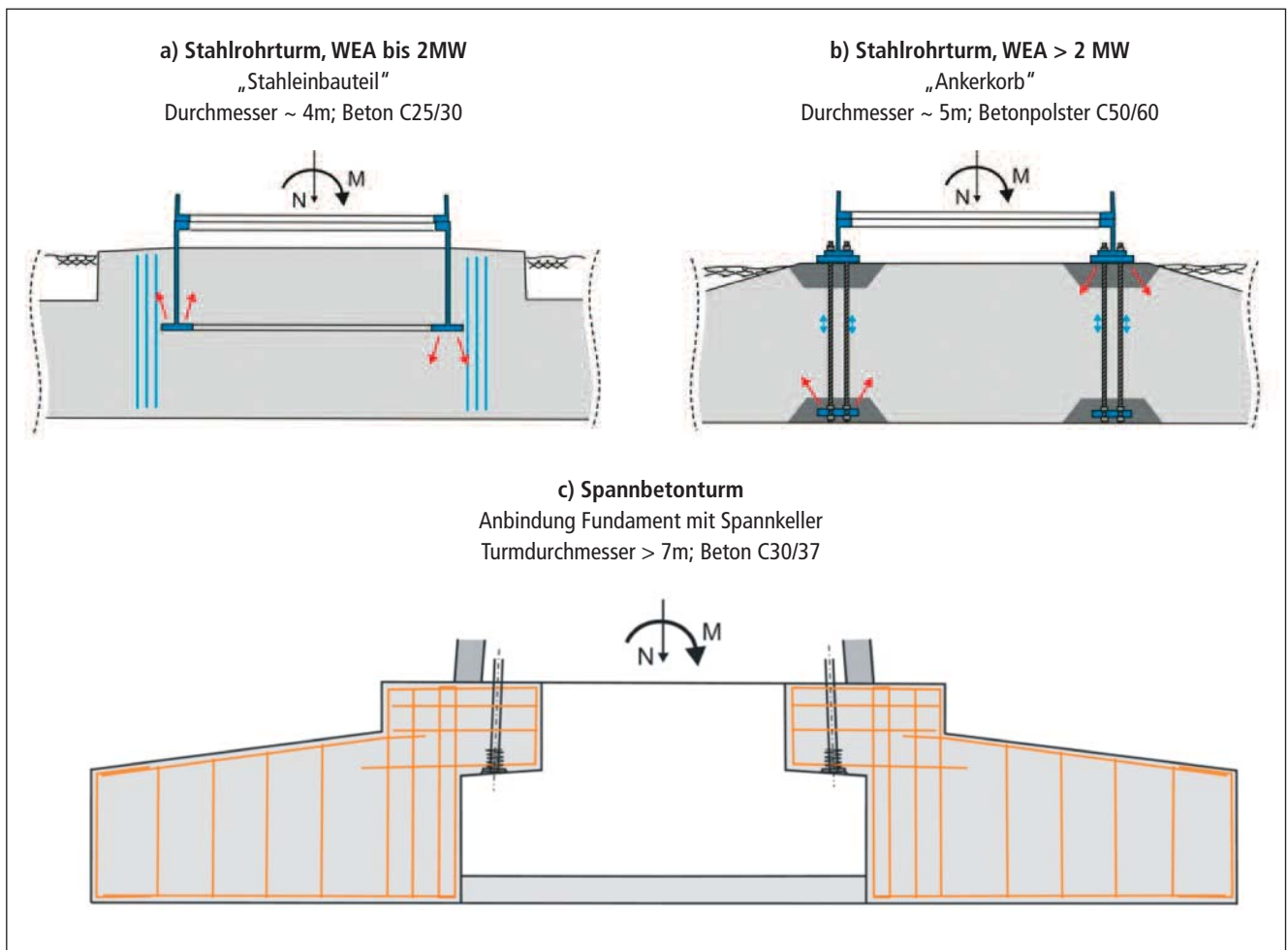


Abb. 3 a-c: Konstruktionsformen für die Verbindung zwischen Turm und Fundament

## 4 Maßgebende Bauteile und Konstruktionselemente

Die konstruktionsbedingt maßgebenden Bauteile der Windenergieanlagen sind unter anderem die Anbindung des Turmes an das Fundament (**Abb. 3**) sowie die Verbindung zwischen Spannbeton- und Stahlschicht von Hybridtürmen. Diese Bereiche stellen Schnittstellen in der Konstruktion sowie der Bauausführung dar, in denen große Kräfte mit Hilfe von Verankerungselementen übertragen werden.

Bis zu einer WEA-Leistung von circa zwei Megawatt (**Abb. 3a**) werden Stahlrohrtürme häufig mit Hilfe von Stahleinbauteilen im Fundament verankert. Im Betonfundament treten dabei wechselweise nach oben und unten gerichtete Kräfte auf. In Bezug auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit sind eine dauerhaft kraftschlüssige Verbindung sicherzustellen und eine ausreichende vertikale Rückhängebewehrung erforderlich. Darüber hinaus ist am Übergang zwischen Turm und Fundament ein geeignetes Abdichtungssystem anzuordnen.

Heute wird die Verbindung zwischen Stahlurm und Fundament in der Regel mit einem vorgespannten Ankerkorb (**Abb. 3b**) hergestellt. Die Kraftübertragung erfolgt mit Hilfe von Ringflanschen an der Ober- und Unterseite des Fundamentes. Wird dabei die obere und untere Biegezugbewehrung von den Lasteinleitungsflanschen des Ankerkorbes umfasst, kann von einer direkten Lasteinleitung ausgegangen werden. Aufgrund der vorgespannten Verbindung sind die Spannungsamplitu-

den der Ankerstangen und des Lasteinleitungsbereichs unter Betriebslasten gering. Für den Nachweis der mittelspannungsabhängigen Betonermüdung ist die Vorspannung zu berücksichtigen. Aufgrund der hohen erforderlichen Vorspannung ist die Anordnung von höherfesten Betonpolstern zu empfehlen.

Beim Hybridturm und beim Spannbetonturm erfolgt die Verbindung zwischen Spannbetonschicht und Fundament ebenfalls als vorgespannte Verbindung (**Abb. 3c**). Druckkräfte werden über die Turmwand von den Spanngliedern des Turms in das Fundament eingeleitet und somit die Zugkomponente an der Unterseite der Fundamentkonsole verankert. Im Fall einer Spanngliedführung innerhalb der Turmwand ist die Ausmitte im Vergleich zur externen Vorspannung geringer.

Die Stahlsektionen werden in den Stahlsorten S235 und S355 ausgeführt und können in den ungestörten Bereichen nach der Rohrbiegetheorie berechnet werden. Höherfeste Stahlsorten kommen aufgrund ihrer Beulneigung beziehungsweise Ermüdungsbeanspruchung in der Regel nicht zur Anwendung. Öffnungen in der Turmwand (Tür- und Lüftungsöffnungen) sowie Bereiche mit Blechdickensprüngen von mehr als vier Millimetern sind sorgfältig mit Hilfe dreidimensionaler Schalenmodelle zu untersuchen (**Abb. 4**). Die Beulberechnung erfolgt mit Hilfe numerischer Verfahren, entsprechend einer geometrisch nichtlinearen (GNA) beziehungsweise einer geometrisch und materiell nichtlinearen Berechnung (GMNA). Toleranzen und Vorverformungen sind in den numerischen Berechnungen zu berücksichtigen. Vereinfachte Verfahren, wie zum Beispiel die konstruktiven Kriterien nach [1]



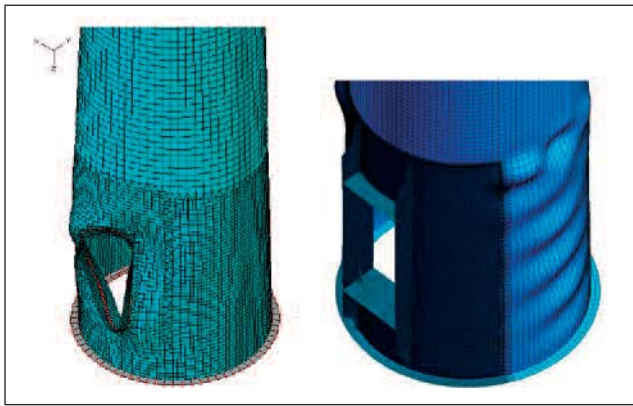


Abb. 4: Geometrisch und materiell nichtlineare Beulberechnung (GMNA)

oder die Bestimmung der linear-elastischen Verzweigungslast (LBA), sind hier nicht zielführend.

Für die Zargen der Turmöffnung kommen Blechdicken zwischen 40 und 80 Millimeter zum Einsatz, bei L-förmigen Ringflanschen werden Blechdicken von bis zu 200 Millimeter erforderlich. Die Bestimmung der Stahlgütegruppe (Kerbschlagarbeit) und Z-Güte erfordert eine detailliert konstruktive Durchbildung. Die nachzuweisenden Blechdicken liegen insbesondere für niedrige Einsatztemperaturen („cold climate“-Standorte mit weniger als minus 30 Grad Celsius) außerhalb des Anwendungsbereichs des Tabellenverfahrens nach DIN EN 1993-1-10 beziehungsweise DAST-Richtlinie 009 und 014.

Darüber hinaus sind die mit den vereinfachten Verfahren erzielten Ergebnisse aufgrund der in hohen Stückzahlen produzierten Turmsektionen nicht wirtschaftlich. In vielen Anwendungsfällen werden erweiterte numerische Berechnungen nach bruchmechanischen Verfahren unter Anwendung der *Master Curve Korrelation* vorgenommen.

### 5 Lebensdauer und Bauteilermüdung

Bei Turmkonstruktionen aus Stahl erfolgt die Ermüdungsberechnung nach dem Wöhlerkonzept und richtet sich nach DIN EN 1993-1-9. Die Teilsicherheitsbeiwerte der Bauteilwiderstände sind in Abhängigkeit

von der Inspizierbarkeit festgelegt. Grundsätzlich wird für die Bauteile der Tragstruktur von regelmäßigen Bauteilinspektionen ausgegangen. Die Zugänglichkeit ist dabei durch Arbeitsplattformen oder Seilzugangstechnik sicherzustellen. Abweichend von den Regelungen in DIN EN 1993-1-9 wird der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit für Lastspielzahlen  $N > 10^8$  (Dauerfestigkeit) nicht angesetzt, sondern die Wöhlerlinie mit der Steigung  $m$  fortgesetzt.

Die spannungsbasierten Nachweise erfolgen auf dem Nennspannungs- oder Strukturspannungskonzept (Abb. 5). Für die Nachweise nach dem Nennspannungskonzept sind in [1] ergänzende Kerbfälle für die Schweißnähte des Mantelbleches und von T-Flanschverbindungen angegeben. Aufgrund der großen Blechdicken ist der Kerbfall in Abhängigkeit von der Blechdicke abzumindern.

Nicht normativ geregelte Kerbdetails können mit Hilfe von linear-elastisch ermittelten Spannungskonzentrationsfaktoren (SCF) bewertet werden. Hierzu sind ausreichend fein vernetzte Finite-Elemente-Modelle unter Berücksichtigung der verschiedenen Ermüdungslastanteile der äußeren Schnittgrößen Biegung, Querkraft und Torsion zu verwenden.

Die Ermüdungsnachweise werden nach [1] für eine Entwurfslebensdauer von mindestens zwanzig Jahren geführt. Aufgrund der hohen Anforderungen an die Wirtschaftlichkeit werden die Einwirkungen aus dem Betrieb in feinen Mehrstufenkollektiven mit gewichtetem Mittelwert oder mit Hilfe von vollständigen Markov-Matrizen abgebildet. Vorgespannte Verbindungen zwischen Turm und Fundament sowie geschraubte L-Flanschverbindungen sind mittelspannungsabhängig zu berechnen. Schadensäquivalente Einstufenkollektive können das Ermüdungsverhalten hingegen nicht zutreffend abbilden.

Bei Stahlbetonfundamenten und Spannbetontürmen stellt die zunehmende Ausnutzung der Tragfähigkeit der Baustoffe und der Einsatz von hochfesten Betonen hohe Anforderungen an die Bemessungsverfahren und die zugehörigen Materialgesetze. Der Ermüdungswiderstand wird dabei einerseits durch die Druckfestigkeit unter zyklischer Beanspruchung  $f_{cd,fat}$  und andererseits durch den Verlauf der Wöhlerlinie in Abhängigkeit von der Mittelspannung beschrieben (Abb. 6).

Die in der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen angegebenen Wöhlerlinien für den Beton basieren auf Model Code 1990 [2], [3]. Erfolgt die Zertifizierung der Windenergieanlage nach IEC-Richtlinie [5] wird

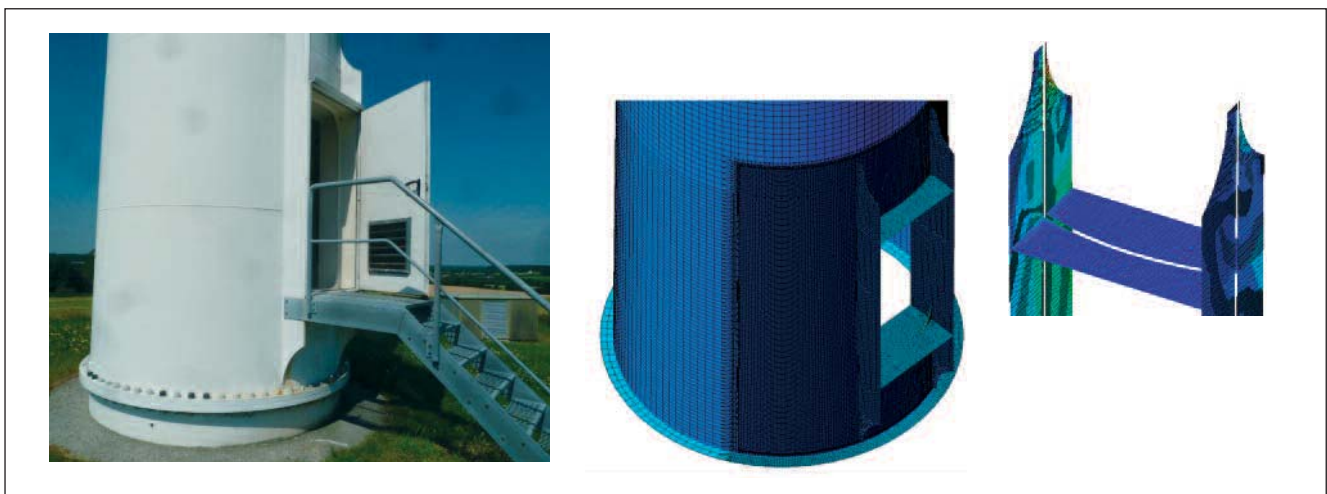


Abb. 5: Maßgebende Kerbdetails und Strukturspannungen im Bereich einer Turmöffnung

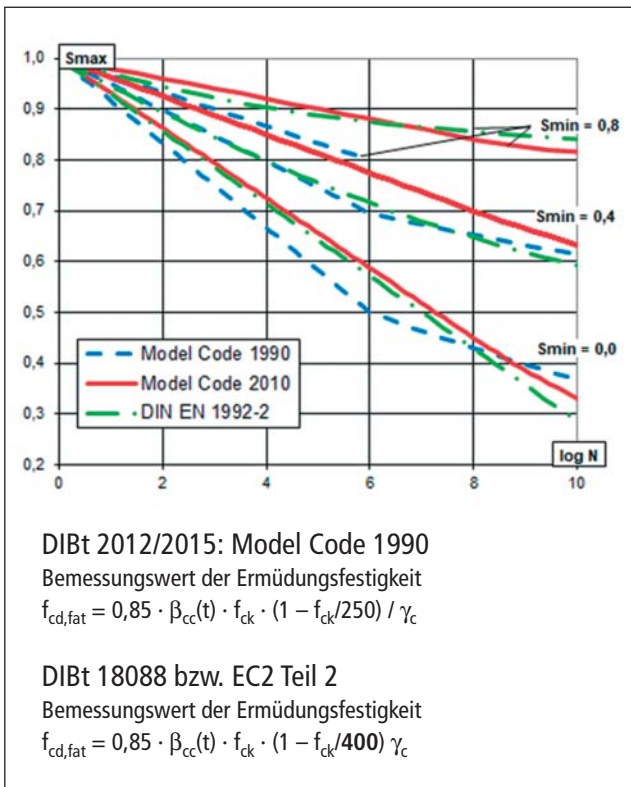


Abb. 6: Vergleich der Wöhlerlinien nach Model 1990, Model Code 2010 und DIN EN 1992-2

in der Regel Model Code 2010 [4] zugrunde gelegt. Model Code 2010 enthält gegenüber Model Code 1990 modifizierte Wöhlerlinien für den Beton.

Die unterschiedlichen Wöhlerlinien nach Model Code 1990, Model Code 2010 sowie DIN EN 1992-2 sind in **Abb. 6** gegenübergestellt. Die im Brückenbau angewandten Beton-Wöhlerlinien nach DIN 1992-2 wurden auch für die neue DIN 18088-2 [6] herangezogen. Durch eine für hochfeste Betone angepasste Ermüdungsfestigkeit des Betons  $f_{cd,fat}$  wird eine übermäßige Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit für hochfeste Betone vermieden.

Auf der Einwirkungsseite muss zwischen verschiedenen Modellen für die rechnerische Erfassung der Betriebslasten unterschieden werden. In der Praxis kommen dabei im Wesentlichen die folgenden Verfahren zum Einsatz:

- vereinfachte Berechnung durch Begrenzung des Spannungsniveaus unter zyklischer Beanspruchung,
- Einstufenkollektiv,
- Mehrstufenkollektiv mit gewichtetem Mittelwert,
- Auswertung der vollständigen Markov-Matrix.

Auf der Widerstandsseite ist neben dem Verlauf der Wöhlerlinien [2], [4] und [6] der Rechenwert der Betondruckfestigkeit unter Ermüdungsbeanspruchung  $f_{cd,fat}$  von großer Bedeutung. Neben der Betondruckfestigkeit sind die folgenden Einflussparameter zu bestimmen:

- $n_c$  Berücksichtigung des Spannungsgradienten an der Nachweisstelle,
- $\beta_{cc}(t)$  Berücksichtigung des Betonalters bei zyklischer Erstbelastung (Nacherhärtung).

In der Schädigungsberechnung wird eine lineare Schadensakkumulation und Reihenfolgeunabhängigkeit unterstellt. **Abb. 6** zeigt die Gegenüberstellung der rechnerischen Lebensdauer am Beispiel einer Turmanbindung mit vorgespanntem Ankerkorb. Mit Hilfe von dreidimensionalen Finite-Elemente-Modellen werden die lokalen Spannungskonzentrationen und Spannungsumlagerungen erfasst und die Betondruckspannungen für analytische Ermüdungsnachweise ermittelt.

Üblicherweise wird der Ankerkorb so hoch vorgespannt, dass auf der Zugseite des Turms unter Betriebslasten der obere Lasteinleitungsflansch überdrückt bleibt. Dadurch tritt im Betrieb der Windenergieanlage typischerweise eine Druckschwellbeanspruchung mit vergleichsweise hohen Druck-Oberspannungen auf. Zeitabhängige Verluste sind dabei zu berücksichtigen.

Die maßgebende Betondruckspannung ergibt sich an der oberen Lasteinleitung infolge Vorspannung, Eigengewichts und Betriebslasten. Insbesondere aufgrund der hohen Mittelspannung infolge Vorspannung ergeben sich für die verschiedenen Wöhlerlinien und Ermüdungsfestigkeiten deutliche Unterschiede in der rechnerischen Lebensdauer. Diese variiert zwischen 37 Jahren [2], 140 Jahren [6] und mehr als 400 Jahren [4]. Dies zeigt, dass die Rechenmodelle sehr sensitiv auf die Eingangsparameter reagieren.

Die Bemessungsansätze nach Model Code 1990 und linearer Schadensakkumulation nach *Palmgren Miner* erfassen das tatsächliche Ermüdungsverhalten von Beton nur grob. Die Modelle nach Model Code 2010 und DIN EN 1992-2 bilden das tatsächliche Ermüdungsverhalten moderner Betone genauer ab, der zeitliche Verlauf der Materialdegradation bis zum theoretischen Ermüdungsbruch bleibt jedoch unbekannt.

Die maßgebenden Bauteile sind im Laufe der Nutzungsdauer durch regelmäßige Sichtprüfung und Wartung abzusichern. Die Einhaltung der betrieblichen Vorgaben für die Betriebslasten ist zu kontrollieren. Insbesondere Abweichungen im dynamischen Verhalten der Gesamtanlage (zum Beispiel Steifigkeit, Rotordrehzahl, aerodynamische Rotorunwucht, Parkturbulenz) können zu unsicheren Zuständen führen.

## 6 Prüfung der Standsicherheit und Kontrollen der Bauausführung

In Deutschland werden die Tragstrukturen für Windenergieanlagen in den meisten Projekten mit typengeprüften Statiken und Ausführungsunterlagen durchgeführt.

Der Umfang der statischen Prüfung ergibt sich aus den Nebenbestimmungen der Genehmigung nach Bundes-Immissionsschutzgesetz. Es wird eine Bescheinigung der zuständigen Bauaufsicht oder des Prüflingenieurs gefordert, dass die Windenergieanlage nach den geprüften bautechnischen Unterlagen errichtet worden ist.

Vor Baubeginn muss daher mindestens ein Abgleich der Standortbedingungen mit den Grundlagen der Typenprüfung erfolgen. Dabei sind insbesondere die Windzone, die Geländekategorie, die Erdbebenzone und die Baugrundeigenschaften zu prüfen. Das Standortgutachten (das frühere Turbulenzgutachten) ist zu sichten und mit den Randbedingungen der Typenprüfung hinsichtlich der Turbulenzintensität, der Windparkeffekte und der gegebenenfalls erforderlichen sektoriellen Abschaltungen der Windenergieanlage abzugleichen. Falls ergänzend



Abb. 7: Kontrollen der Bauausführung für das Fundament

zur Typenprüfung statische Einzelnachweise erstellt werden, sind diese hinsichtlich der Standsicherheit in der statischen Prüfung zu prüfen. Für das Fundament handelt es sich dabei in der Regel um Nachweise für eine Baugrundverbesserung, für Betonier- und Arbeitsfugen sowie für Auftriebswirkung infolge von Bemessungswasserständen, die von der Typenprüfung abweichen. Für den Turm werden häufiger ergänzende Erdbebenberechnungen oder Querschwingungsnachweise bei Montageunterbrechungen erforderlich.

Während der Bauausführung sind stichprobenhafte Kontrollen hinsichtlich der Standsicherheit durchzuführen. Die DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen empfiehlt den Umfang der Maßnahmen entsprechend den *Empfehlungen für die Bau-Überwachung von Windenergieanlagen* [7] des Bau-Überwachungsvereins BÜV festzulegen. Die Abnahme der Maschine ist nicht Gegenstand der statischen Prüfung und erfolgt auf der Grundlage der gutachterlichen Stellungnahmen zur Maschine.

Für das Fundament finden die Kontrollen der Bauausführung in der Regel bei vollständig eingebauter Bewehrung statt. Die Schalung ist dabei seitlich offen, ein Mannloch im Bewehrungskorb erlaubt den Zugang ins Innere des Bewehrungskorbes (Abb. 7).

Für das Fundament entsprechen die Kontrollen im Wesentlichen dem Vorgehen bei massigen Hochbaufundamenten:

- Bewehrungsraster, Anzahl, Durchmesser und Lage, Betondeckung, Übergreifungslängen,

- Ankerkorb beziehungsweise Spanngliedverankerungen,
- Lieferscheine Beton, Betonage.

Darüber hinaus sind bei Fundamenten für Windenergieanlagen hinsichtlich der Ermüdungsbeanspruchung besondere Kontrollpunkte erforderlich:

- Einhaltung der Stabdurchmesser und Biegeradien (Ermüdungsfestigkeit in Abhängigkeit vom Biegeradius),
- Vermeidung unzulässiger Punktschweißungen,
- Betonalter zu Beginn der zyklischen Erstbelastung (Querschwingung, Inbetriebnahme).

Aufgrund der massigen Bauteile sind die folgenden Kontrollen nötig:

- Gewährleistung ausreichender Betonier- und Rüttelgassen,
- Betonrezepturen mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung,
- Anforderungen an die Betonierfugen.

Für den Turm und insbesondere für Hybridtürme (SZT) sind stichprobenhafte Kontrollen der Bauausführung aus direkter Nähe erforderlich. Die Zugänglichkeit mittels Steigleiter, Mannkorb oder Bühne ist durch den verantwortlichen Bauleiter herzustellen und abzusichern. Dazu muss in der Regel mindestens eine Bescheinigung der Höhentauglichkeit (G41) vorliegen. Außenprüfungen am Turm lassen sich sehr wirtschaftlich mit Hilfe der Seilzugangstechnik (SZT) durchführen (Abb. 8).

Bei Stahlbauteilen werden die üblichen Kontrollpunkte im Zuge der Fertigung im Werk durchgeführt:

- Herstellerqualifikation für die Ausführungsklasse EXC3,
- Übereinstimmungserklärungen,
- Geometrie.

Weitere Kontrollpunkte während des Aufbaus und der Montage sind:

- Einhaltung der Montagebedingungen, zum Beispiel Querschwingungen,
- Spannprotokolle für Ankerkorb und HV-Garnituren,
- Vorspannsystem: PE-Mantel, Korrosionsschutz.

Besondere Kontrollthemen bei der Inbetriebnahme von Stahl- und Hybridtürmen sind:



Abb. 8: Turmprüfung mit Hilfe der Seilzugangstechnik (SZT)



- Revisionen der Stahlbauausführungsunterlagen,
- Betonalter bestimmter Betonfertigteile,
- Messung der Eigenfrequenz und Dämpfung.

Die Kontrollen der Bauausführung durch den Prüfenieur werden durch weitere Prüfungen, wie zum Beispiel Fremdüberwachung (zertifizierte Prüfstellen), Eigenüberwachung (bauausführende Firma), Qualitätssicherung des Herstellers der Windenergieanlage und des Kunden ergänzt. Hierbei ist auf der einen Seite eine klare Abgrenzung der Verantwortlichkeiten zu empfehlen, auf der anderen Seite sind die Kontrollen im Bereich der Schnittstellen sorgfältig abzustimmen.

## 7 Wiederkehrende Prüfung und Betrieb der Windenergieanlage

Nach der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen sind wiederkehrende Prüfungen in Intervallen von zwei beziehungsweise vier Jahren an Maschinen und Rotorblättern sowie an der Tragstruktur (Turm und zugängliche Bereiche der Fundamente) durchzuführen. Die Bauwerksprüfung sollte von erfahrenen Bauwerksprüfern mit speziellen Kenntnissen in ermüdungsbeanspruchten Stahl- und Spannbetonkonstruktionen durchgeführt werden. Für den Turm und das Fundament kann die Bauwerksprüfung entsprechend den Empfehlungen des Bau-Überwachungsvereins [7] erfolgen. Es ist zu prüfen, ob die Turmkonstruktion in Hinblick auf die Standsicherheit Schäden (zum Beispiel Korrosion, Risse, Betonschäden) oder unzulässige Veränderungen gegenüber der genehmigten Ausführung (zum Beispiel Vorspannung der HV-Verbindungen, Schiefstellung, Erdauflast auf dem Fundament) aufweist. Bei planmäßig vorgespannten Schrauben ist mindestens eine Sicht- und Lockerheitskontrolle durchzuführen. Zur Vorbereitung und Durchführung der Bauwerksprüfung sind mindestens die folgenden Unterlagen einzusehen:

- Wartungspflichtenbuch,
- Prüfberichte der bautechnischen Unterlagen für Turm und Gründung,
- Auflagen aus dem Lastgutachten und Bodengutachten,
- Auflagen aus den Baugenehmigungsunterlagen,
- Inbetriebnahmeprotokoll,
- Berichte der vorherigen wiederkehrenden Prüfungen,
- Dokumentation von Änderungen und gegebenenfalls Reparaturen an der Anlage und Genehmigungen.

Die Vorgehensweise und das Ergebnis der wiederkehrenden Prüfung ist in einem ausführlichen Bericht zu dokumentieren. Die Bewertung muss differenziert für die Bereiche Rotor, Gondel beziehungsweise Maschinentechnik sowie Bauwerk (Turm und Gründung) erfolgen. Werden standsicherheitsrelevante Mängel festgestellt, ist ein Zeitrahmen für eine fachgerechte Instandsetzung vorzugeben. Instandsetzungen sind in einem Instandsetzungskonzept zu planen und gegebenenfalls bei der zuständigen Bauaufsicht zur Prüfung vorzulegen. Über durchgeführte Instandsetzungen ist ein Bericht anzufertigen, der vom Betreiber während der gesamten Nutzungsdauer der Windenergieanlage aufzubewahren ist.

Es wird empfohlen ein Bauwerksbuch anzulegen und während der Nutzungsdauer der Windenergieanlage fortzuschreiben.

Handlungsempfehlungen zur Durchführung der wiederkehrenden Prüfungen sind in den *Grundsätzen für wiederkehrende Prüfungen* des

Bundesverbandes WindEnergie [8] sowie in [7] enthalten. In [7] werden maßgebende Bauteile beschrieben und beispielhafte Checklisten angegeben.

## 8 Weiterbetrieb nach Erreichen der Entwurfslebensdauer

Im Sinne einer nachhaltigen Nutzung erneuerbarer Energien und vor dem Hintergrund der Wirtschaftlichkeit wird eine möglichst lange Nutzungsdauer von Windenergieanlagen angestrebt. Die Typenprüfungen basieren auf einer bestimmten Entwurfslebensdauer. Ein Betrieb der Windenergieanlage über die Entwurfslebensdauer hinaus ist durch die Standsicherheitsnachweise der Typenprüfung jedoch nicht abgesichert. Zur Verlängerung der Nutzungsdauer über die Entwurfslebensdauer hinaus ist eine statische Berechnung und Lebensdaueranalyse basierend auf aktuellen Normen durchzuführen. Für den Nachweis der Standsicherheit ist dabei immer ein analytischer Nachweis (A) und eine praktische Prüfung (B) durchzuführen. Durch Kombination der Untersuchungen (A) und (B) wird das in [1] geforderte Sicherheitsniveau erreicht werden.

(A) Analytische Nachweise:

- Prüfung der Bestandsunterlagen, inklusive Lebenslaufakte,
- Nachweis der Standsicherheit nach aktuellem Stand der Normung,
- rechnerische Lebensdaueranalyse für den Einzelstandort unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus (B),
- Dokumentation in einer prüffähigen Statik.

(B) Praktische Prüfungen:

- Sichtprüfung der maßgebenden Bauteile nach DIN 1076 beziehungsweise DIN EN ISO 9713,
- Bewertung von Alterung, Abnutzung und Verschleiß,
- Absicherung der Randbedingungen in (A),
- Eigenfrequenzen und Strukturdämpfung,
- gegebenenfalls: Monitoring der kritischen Bauteile, dynamische Messungen, Lastmessung.

Die tatsächliche Weiterbetriebsdauer hängt von einer Vielzahl unterschiedlicher Faktoren ab, die in die Gesamtbewertung einfließen müssen. Die wesentlichen Einflussfaktoren auf Windenergieanlagen sind:

- Standort im Windpark (Turbulenzen und Windparkeffekte),
- Auslegung und Konstruktion,
- Material-, Fertigungs-, und Errichtungsqualität,
- Betrieb (zum Beispiel produzierte Leistung, Betriebsstunden),
- Veränderungen an der Windenergieanlage,
- Wartung und Instandhaltung.

Aus den Einflussfaktoren lassen sich Potentiale auf der Einwirkungsseite und auf der Widerstandsseite herleiten.

Der Nachweis der Standsicherheit erfordert eine Neuberechnung der Tragstruktur (Turm und Gründung) nach dem aktuellen Stand der Technik, und er ist für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Ermüdung durchzuführen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Bemessungslasten, basierend auf der Windzone nach DIN EN 1991, anzusetzen.

Die Tragstruktur der Windenergieanlagen ist in der Regel standortübergreifend für eine bestimmte Windzone und Turbulenzintensität ausge-

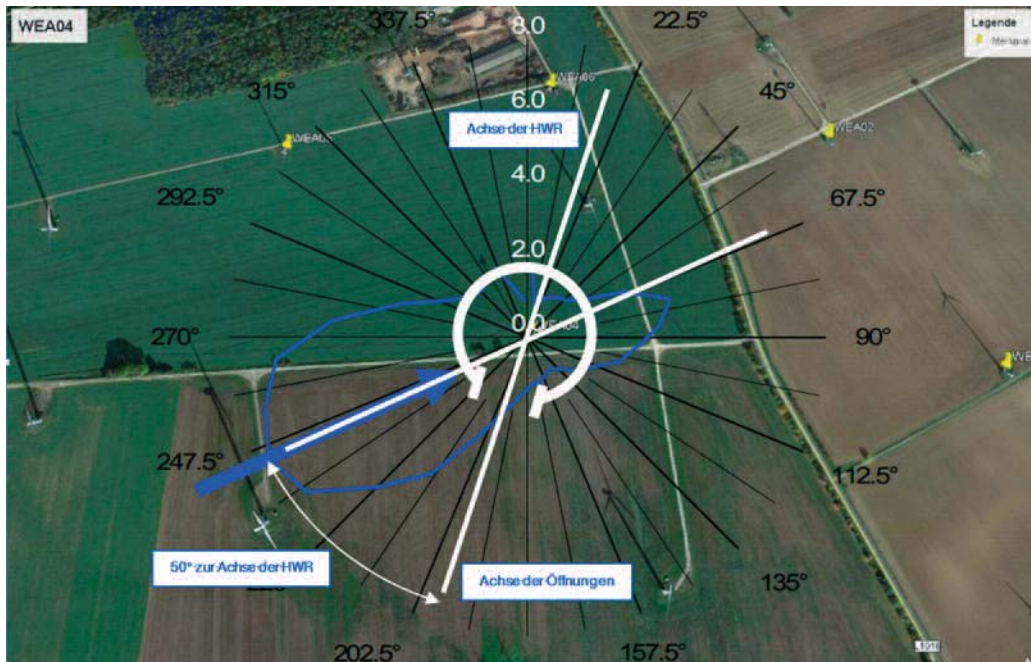


Abb. 9: Häufigkeitsverteilung der Windrichtung und Ausrichtung der Turmöffnung

legt. Daher ist es zielführend, die Betriebslasten für den jeweiligen Einzelstandort neu zu bewerten und standortbezogene Betriebslastkollektive rechnerisch herzuleiten. Neben der mittleren Windgeschwindigkeit und der Turbulenz ist auch die Windrichtungsverteilung zu berücksichtigen. Beim Nachweis der maßgebenden Kerbdetails, zum Beispiel Türöffnung und Einbauteile der Kabelführungen, ist deren Ausrichtung zur Hauptwindrichtung am Standort zu ermitteln und rechnerisch zu berücksichtigen (Abb. 9).

Die maßgebenden Bauteile der statischen Berechnungen zum Weiterbetrieb entsprechen im Wesentlichen den oben in Kapitel 4 beschriebenen Konstruktionselementen. In der Neuberechnung sind die Ergebnisse der praktischen Prüfung (A) zu berücksichtigen. Die Berechnungsannahmen sind mit den Ergebnissen der Geometrieprüfung und dem tatsächlichen Erhaltungszustand abzugleichen. In der Regel werden die Prüfungen mit Hilfe zerstörungsfreier Prüfverfahren, zum Beispiel mit einer Schweißnahtprüfung, durchgeführt. Zur Bewertung von Betonbauteilen können ergänzende Probenentnahmen [1] erforderlich werden.

Ergebnis der analytischen Berechnung ist die rechnerische Lebensdauer, basierend auf den Standortbedingungen und dem individuellen Erhaltungszustand der Struktur der Windenergieanlage. Darüber hinaus werden die maßgebenden Bauteile benannt und zugehörige Prüfintervalle für die regelmäßigen Prüfungen während des Weiterbetriebes festgelegt.

Um ein detailliertes und belastbares Ergebnis der Lebensdaueranalyse zu erzielen, ist die Verwendung von dreidimensionalen Schalenmodellen zu empfehlen. Im Bereich der maßgebenden Kerbdetails wird das Finite Elementnetz zur Anwendung des Strukturspannungskonzeptes verdichtet (Abb. 10).

## 9 Zusammenfassung und Fazit

Die Tragstrukturen (Turm und Gründung) von Onshore-Windenergieanlagen werden sowohl im Bemessungslastfall als auch unter Be-

triebslasten hoch beansprucht. Die statische Berechnung und die statische Prüfung von Tragstrukturen für Windenergieanlagen erfordern von den beteiligten Bauingenieuren spezielle Kenntnisse von der Bauwerksdynamik und von der Ermüdungsberechnung.

Der Lebenszyklus einer Windenergieanlage lässt sich in vier Phasen einteilen:

- Entwicklung und Planung,
- Genehmigung, Bau- und Errichtung,
- Inbetriebnahme und Betrieb,
- Weiterbetrieb über die Entwurfslebensdauer hinaus.

An die Planung der Tragstruktur, bestehend aus Turm und Gründung, werden hohe Anforderungen an den Ermüdungswiderstand und die dynamischen Eigenschaften (Bauwerksfrequenz und Dämpfung) gestellt. Tragstrukturen für Windenergieanlagen werden in Deutschland nach der *Richtlinie für Windenergieanlagen* des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) [1] ausgelegt. Internationale Projekte werden in der Regel nach IEC-Richtlinie 61400 [5] geplant. Werden die nationalen und internationalen Anforderungen bereits in der frühen Planungsphase von Turm und Fundament berücksichtigt, lassen sich wirtschaftliche, normübergreifende Tragstrukturen entwickeln.

Die Genehmigung der Windenergieanlagen erfolgt in Deutschland in der Regel mit typengeprüften Statiken und Ausführungsunterlagen für die Tragstrukturen der Windenergieanlagen. Im Zuge der statischen Prüfung sind daher die Standortbedingungen mit den Grundlagen der Typenprüfung abzugleichen. Ergänzende standortbezogene Statiken sind gesondert zu prüfen. Während der Bauausführung sind stichprobenhafte Kontrollen hinsichtlich der Standsicherheit für das Fundament und den Turm durchzuführen.

Im Betrieb der Windenergieanlagen sind in der Regel die Ermüdungswiderstände der Verbindung zwischen Turm und Gründung beziehungsweise zwischen Spannbetonschaft und Stahlschaft dimensionierend. Das tatsächliche Ermüdungsverhalten des Betons und des Spannbetons wird in den aktuellen Normen nur grob abgebildet. Die

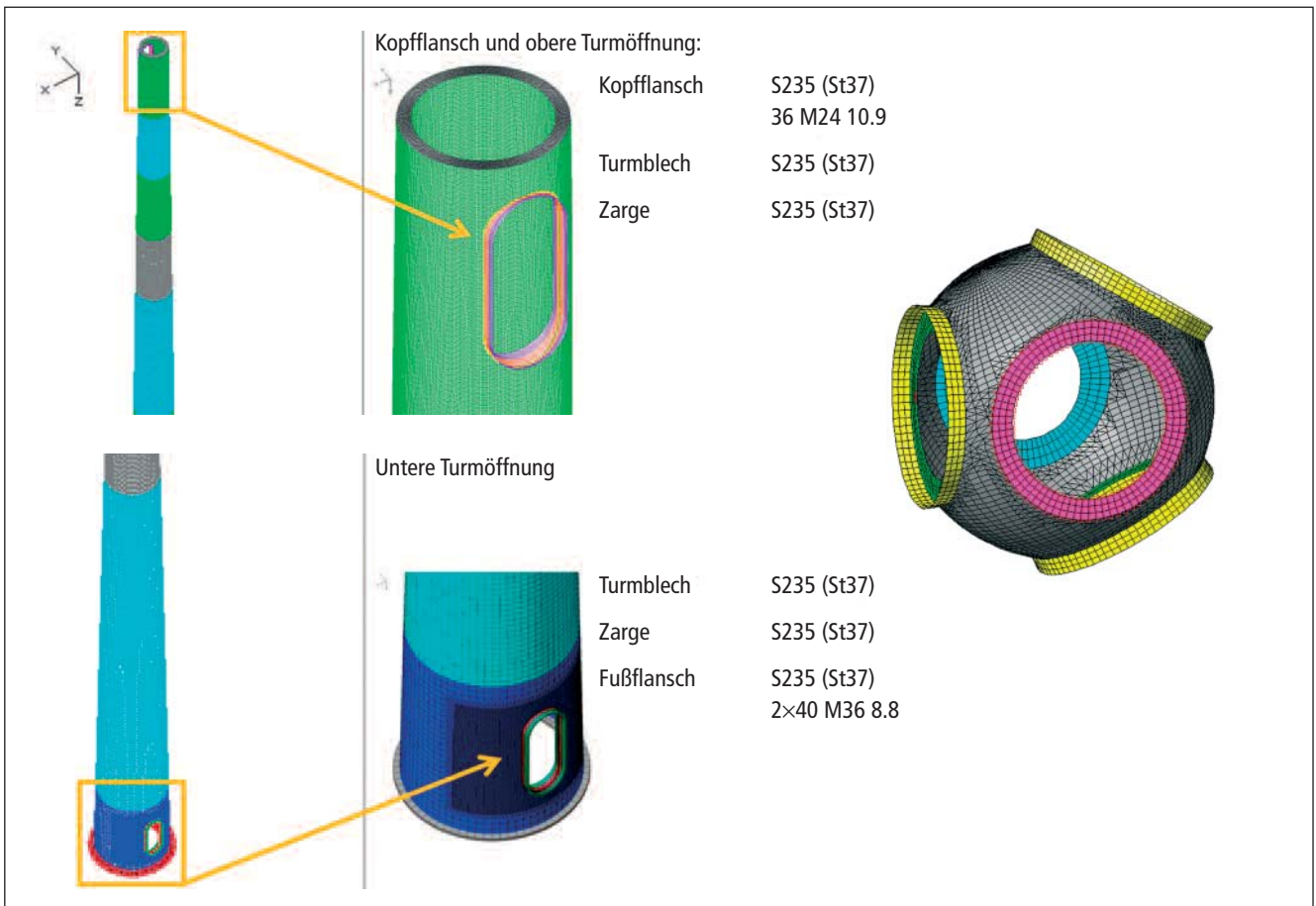


Abb. 10: Finite Elemente Modell eines Stahlrohrturmes und der Rotornabe zur Strukturberechnung

Wöhlerlinie nach DIN EN 1992-2 ist insbesondere für vorgespannte Bauteile und höherfeste Betone zu empfehlen.

Sowohl für Stahl- als auch für Betonbauteile gehen die Ermüdungsrechnungen von regelmäßigen Inspektionen der ermüdungsbeanspruchten Bauteile aus. Daher sind wiederkehrende Prüfungen in Intervallen von zwei beziehungsweise vier Jahren an Maschine und Rotorblättern sowie an der Tragstruktur (Turm und Fundament) durchzuführen.

Für den Weiterbetrieb nach Erreichen der Entwurfslebensdauer sind die Standsicherheitsnachweise der Typenprüfung nicht uneingeschränkt gültig. Zur Verlängerung der Nutzungsdauer über die Entwurfslebensdauer hinaus ist ein analytischer Nachweis und eine praktische Prüfung durchzuführen. Der analytische Nachweis beinhaltet dabei, basierend auf aktuellen Normen, eine statische Berechnung und Lebensdaueranalyse.

Die Bauausführung entsprechend den geprüften Planungsunterlagen und regelmäßige Bauwerksprüfungen im Betrieb der Windenergieanlagen stellen die Grundlage für einen sicheren Betrieb und das Erreichen der geplanten Nutzungsdauer und darüber hinaus dar.

## 10 Literatur

- [1] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Richtlinie für Windenergieanlagen – Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung, Stand: Oktober 2012 – Korrigierte Fassung März 2015
- [2] CEB – Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP MODEL CODE 90. Bulletin d'Information NO. 213/214, Thomas Telford Ltd., London, 1993
- [3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 439, Berlin, 1994. König, G.; Danielewicz, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIB Code 1990
- [4] FIB fib Model Code for Concrete Structures 2010 Oktober 2013
- [5] DIN EN IEC 61400-1 Windenergieanlagen – Teil 1: Auslegungsanforderungen (IEC 61400-1: 2019)
- [6] DIN 18088-1:2019-01, Tragstrukturen für Windenergieanlagen und Plattformen  
Teil 1: Grundlagen und Einwirkungen  
Teil 2: Stahlbeton- und Spannbetontragwerke  
Teil 3: Stahlbauten  
Teil 4: Baugrund und Gründungselemente  
Teil 5: Verbindungen zwischen Stahlbauten und Stahl- und Spannbetontragwerken (Entwurf)  
NA 005-51-07-07 AK „Wiederkehrende Prüfungen“
- [7] Bau-Überwachungsverein: BÜV-Empfehlungen für die Bauüberwachung von Windenergieanlagen, Juni 2012
- [8] Bundesverband WindEnergie: Grundsätze für die Wiederkehrende Prüfung von Windenergieanlagen, Fassung 2012
- [9] Bundesverband WindEnergie: Grundsätze für die Prüfung zur zustandsorientierten Instandhaltung von Windenergieanlagen, September 2007
- [10] Bundesverband WindEnergie: Grundsätze für die Durchführung einer Bewertung und Prüfung über den Weiterbetrieb von Windenergieanlagen (BPW) an Land, 2. überarbeitete Auflage 2017



# Infraleichtbeton bietet die architektonische Freiheit für ein neues einfaches und baukulturell wertvolles Bauen

## Monolithische recycelbare tragende Wärmedämmungen als echte Alternative zu mehrschichtigen Wandsystemen

Weil die ästhetischen Reize und architektonischen Absichten feinsinnig geplanter Sichtbetonfassaden in praxi laufend hinter Wärmedämmschichten ad absurdum geführt werden, finden sich die Vorzüge des Infraleichtbetons immer öfter unter den Erwägungsalternativen innovativ gestaltenden und rational abwägenden ingenieurtechnischen Denkens und Planens. Dieser neue Baustoff wird gelegentlich auch Wärme- oder Dämmbeton genannt, weil er eine hohe monolithische Tragfähigkeit mit vortrefflichen Wärmedämmeigenschaften kombiniert und eine hervorragende Druckfestigkeit mit einer technisch sehr nützlichen Wärmeleitfähigkeit verknüpft. Infraleichtbeton macht – als Symbiose aus Tragfähigkeit, Wärmedämmung und Ästhetik – monolithische Wandaufbauten realisierbar, deren robuste, wenig komplexe aber dauerhafte Bauweise einfallreichen Planern ein erstaunliches architektonisches Potenzial offenbart – aber nicht etwa nur als elitärer Landhaus-Baustoff, sondern auch für den Bau mehrgeschossiger Gebäude. Seiner markanten Eigenschaften wegen ist der Infraleichtbeton also – auch und vor allem in Bezug auf Gestaltung, Brandschutz und Recyclingfähigkeit – eine ernsthafte Alternative zu mehrschichtigen Wandsystemen. Das jedenfalls ist die Überzeugung derjenigen Experten, die den Infraleichtbeton erforschen und weiterentwickeln. In der ersten Reihe dieser Forscher stehen die Ingenieurwissenschaftler des Lehrstuhls für Entwerfen und Konstruieren – Massivbau der TU Berlin, die hier zusammenfassen, was sie über ihr Thema an praktisch Verwertbarem mitzuteilen haben.

### 1 Einführung

Seit fünfzehn Jahren wird am Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Massivbau der TU Berlin von Bauingenieuren auf dem Gebiet infraleichtbetoner Betone geforscht. Infraleichtbeton (ILC) ist eine tragende Wärmedämmung, die einfaches und baukulturell wertvolles Bauen ermöglicht. Ausgangspunkt für diesen Ansatz ist die Einsicht, dass Wärmedämmung, solange wir noch auf sie angewiesen sind, dauerhaft und wiederverwendbar sein muss.

Infraleichtbeton hat ein Gewicht, das unterhalb (*lat.: infra*) von 800 kg/m<sup>3</sup> liegt, dem niedrigsten Normwert von Leichtbeton. Dieses geringe Gewicht wird durch eine leichte Gesteinskörnung (*LWA: Light-Weight Aggregates*) wie Blähglas, Blähton oder Bims und durch luft-erzeugende Additive erreicht. Infraleichtbeton erreicht charakteristische Festigkeiten von 4,0 bis 11,0 Megapascal (MPa) bei Elastizitätsmoduln von 2300 bis 4000 MPa. Infraleichtbeton carbonatisiert deutlich schneller als Normalbeton, weswegen verzinkte Bewehrung empfohlen wird. Von Vorteil ist, dass durch die starke Carbonatisierung ein spürbarer Teil des bei der Zementherstellung freigesetzten Kohlenstoffdioxids (CO<sub>2</sub>) wieder aufgenommen wird. Eingesetzt in der Gebäudehülle, werden Werte der Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_{10, tr}$  zwischen 0,141 und 0,193 W/(m<sup>2</sup>·K) erreicht. Für Wandstärken von 40 bis 50 Zentimeter errechnen sich U-Werte zwischen 0,269 und 0,446 W/(m<sup>2</sup>·K), womit sie auf Gebäudeniveau die Wärmedämmvorschriften erfüllen.

Vor allem aber wird mit Infraleichtbeton das Bauen wieder einfach. Viele derzeit nötige, komplexe und fehleranfällige konstruktive Lösungen für den Anschluss von Fenstern und Fassaden und thermische Trennungen zwischen Außen- und Innenbauteilen können entfallen. Infraleichtbeton führt zu großer gestalterischer Freiheit und eröffnet die Möglichkeit, Beton wieder werkstoffgerecht einzusetzen.

In Berlin wurde 2007 ein erstes Haus aus Infraleichtbeton mit einer Trockenrohddichte von 760 kg/m<sup>3</sup> gebaut, das sich bis heute glänzend bewährt hat (**Abb. 1**). Die hydrophobierten Außenwände erfüllen die geplanten Dämmeigenschaften, und sie bieten gleichzeitig ein angenehmes Innenraumklima, weil wegen der Porosität des Werkstoffes ein hoher Grad an Diffusionsoffenheit besteht.

Nach diversen Forschungsprojekten wurde im Jahr 2018 für einen öffentlichen Bauherrn die *Betonoase* in Berlin-Lichtenberg fertiggestellt, ein Gebäude, für das Außenwände und biegebeanspruchte Bauteile aus Infraleichtbeton mit einer Trockenrohddichte von 700 kg/m<sup>3</sup> verwendet worden sind (**Abb. 7**). Derzeit sind weitere ILC-Gebäude in Planung, von denen vor allem ein nachhaltiger Supermarkt in Berlin-Friedrichshain hervorzuheben ist (**Abb. 9**). Mit Außenwänden aus Infraleichtbeton und 40 Meter weit spannenden Brettschichtholzträgern wird auch auf diesem Gebiet bei guter Wiederverwendbarkeit ein nachhaltiger Beitrag zur Baukultur geleistet.

Foto: Zoëy Braun



**Prof. Dr. sc. techn. Mike Schlaich**  
absolvierte sein Bauingenieurstudium an der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) Zürich, wo er auch seine Promotion zum Dr. sc. techn. abschloss; seit 1999 ist er Geschäftsführer bei schlaich bergemann partner sbp (Stuttgart) und seit 2004 ordentlicher Professor und Inhaber des Lehrstuhls für Entwerfen und Konstruieren – Massivbau an der TU Berlin; Mike Schlaich ist seit 2005 Prüflingenieur für Baustatik (Massivbau).



**Dr.-Ing. Alex Hückler**  
erwarb nach dem Studium des Bauingenieurwesens zwei Jahre lang internationale Erfahrungen als Offshore-Ingenieur im Engineering-Consulting der Öl- und Gasindustrie und arbeitete dann anderthalb Jahre als Tragwerksplaner im Brücken- und Hochbau; Alex Hückler ist seit zehn Jahren an der Technischen Universität Berlin als wissenschaftlicher Mitarbeiter tätig und forscht am dortigen Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Massivbau insbesondere zum Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen aus Infraleichtbeton und Carbonbeton.

## 2 Minimierung des Strukturgewichts bei Einhaltung von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Die Themen Nachhaltigkeit, Ressourceneinsparung und kleiner CO<sub>2</sub>-Fußabdruck rücken mehr und mehr in den Fokus des Bauens. Eine objektive qualitative und quantitative Beurteilung der Nachhaltigkeit von Gebäuden erfolgt unter anderem nach ökonomischen, ökologischen und sozio-kulturellen Aspekten. Einen wichtigen Lösungsansatz bietet dafür der Leichtbau, weil unnötiger Materialeinsatz vermieden wird und Ressourcen geschont werden. Leichtbau bedeutet eine Minimierung des Strukturgewichts bei Einhaltung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Ziel ist die Optimierung der Art, Anzahl und Anordnung von Bauteilen sowie eine optimale Ausnutzung der Eigenschaften der verwendeten Materialien.

Hierbei fließt allerdings noch nicht der für den Hochbau so wichtige Gesichtspunkt der Bauphysik ein. Da der Energieverbrauch durch Heizen und Kühlen den größten Bestandteil der Energiebilanz des Gebäudebetriebs ausmacht, wurde, um dem entgegenzuwirken, in Deutschland die Energieeinsparverordnung (ENEV) [1] eingeführt. Verklebte beziehungsweise verdübelte Wärmedämmverbundsysteme sind seither nicht nur bei Neubauten ein fester Bestandteil der Planung, sondern auch bei der nachträglichen energetischen Sanierung. Im Hinblick auf den ökonomischen, ökologischen und sozio-kulturellen Nutzen wird, nicht nur in der Fachwelt, der Einsatz solcher Dämmsysteme aber zunehmend in Frage gestellt. Die Herausforderung besteht deswegen darin, einen Baustoff für die Gebäudehülle zu finden, der die Anforderungen der EnEV erfüllt und damit einen geringen Energieverbrauch während der Nutzung sicherstellt. Darüber hinaus sollte er aber auch während des Lebenszyklus kaum Kosten und CO<sub>2</sub> produzieren (für Wartung, Reparatur und Sanierung etc.) und nach Ablauf der Lebenszeit auch umweltgerecht recycelbar sein. Seit 2005 wird an der TU Berlin Forschung am Infraleichtbeton [2] betrieben, der all diese Aspekte bestmöglich abdecken soll – eine tragende Wärmedämmung, die eine monolithische und somit einfache Bauweise ermöglicht.

## 3 Stand der Forschung, Rezepturen, Referenzgebäude und Berechnungsgrundlagen

Sehr leichte Betone, die aufgrund geringer Rohdichte gute wärmedämmende Eigenschaften haben, werden auch als Wärme- oder Dämmbetone [3] bezeichnet. Am Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren - Massivbau der TU Berlin wurde Infraleichtbeton mit einer Trockenrohddichte unterhalb von 800 kg/m<sup>3</sup> entwickelt, der noch leichter ist als die bisher bekannten Konstruktionsleichtbetone [4]. Im Rahmen der Forschungsarbeit von *El Zareef* [2] wurden mit dem Bau eines Referenzgebäudes (**Abb. 1**) auch für die Herstellung, die Eigenschaften und die konstruktive Durchbildung tragender Wände erste Erkenntnisse erlangt. In Anlehnung an die Gewichtsklassen des Eurocode 2 [5] wurde solch ein leichter Beton Infraleichtbeton genannt, da seine Rohdichte, wie gesagt, unterhalb der genormten Rohdichte von Leichtbeton liegt. Die Rezeptur wurde, davon ausgehend, maßgeblich weiterentwickelt, sodass verschiedene Zusammensetzungen mit Trockenrohddichten zwischen 600 und 800 kg/m<sup>3</sup> bei deutlicher Verbesserung der Druckfestigkeit zur Verfügung standen [6]. Diese Entwicklung wurde 2012 mit dem renommierten LafargeHolcim-Innovationspreis hono-



Abb. 1: Referenzgebäude aus Infraleichtbeton von 2007

riert, den die LafargeHolcim Foundation for Sustainable Construction, eine Stiftung des gleichnamigen Schweizer Baustoffkonzerns, im Rahmen des weltweit wohl bedeutendsten Wettbewerbs für nachhaltiges Bauen regelmäßig verleiht.

Das Biegetragverhalten von Infraleichtbeton wurde, um Berechnungsgrundlagen für Fensterstürze, Balken und einachsige gespannte Decken und Dächer zu erhalten, von 2013 bis 2015 im Rahmen eines Forschungsvorhabens der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) untersucht (SCHL 1901/7-1) [7], [8]. Parallel dazu haben Architekten und Bauingenieure das Potenzial von Infraleichtbeton für den Geschosswohnungsbau untersucht, und zwar im Verlauf des interdisziplinären Forschungsvorhabens INBIG (Infraleichtbeton im Geschosswohnungsbau), das im Rahmen des Innovationsprogramms *Zukunft Bau* des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung gefördert worden ist. Die Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens wurden gemeinsam mit weiteren Forschungsarbeiten in einem Handbuch [9] veröffentlicht. Zwischen 2016 und 2019 wurde außerdem in einem Forschungsprojekt des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) an multifunktionalen Leichtbetonbauteilen mit inhomogenen Eigenschaften (MultiLC) gearbeitet, um für eine Gebäudehülle aus Infraleichtbeton einerseits eine Effizienzsteigerung zu erlangen und zudem zusätzliche Funktionen zu integrieren, wie zum Beispiel Kapillarrohrratten zum aktiven Wärmen und Kühlen oder den Abbau von Luftschadstoffen durch Photokatalyse. Gefördert von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) suchen wir, gemeinsam mit der Berliner HOWOGE Wohnungsbaugesellschaft, der Tinglev Elementfabrik (Altlandsberg) und der Transsolar Energietechnik (Stuttgart), seit 2019 nach gangbaren Wegen, auf denen wir den Infraleichtbeton mit den Vorteilen der seriellen Vorfertigung verbinden können. Mittlerweile wurden bei diesem Vorhaben erste Entwürfe mit Fertigteilen aus Infraleichtbeton erstellt, die, wie mit einem Baukasten, für die Herstellung verschiedener Wohnungsbautypen genutzt werden können (**Abb. 2**). Nach Abschluss dieses Projekts (Vorfertigung von Fertigteilen aus Infraleichtbeton, ILVO) ist die Umsetzung in einem konkreten Bauvorhaben der HOWOGE geplant.

Die Infraleichtbetonforschung wird in Deutschland auch vom Institut für Werkstoffe des Bauwesens der Universität der Bundeswehr München und von der Technischen Universität Kaiserslautern vorangetrieben. Als Ergebnis sind verschiedene Einfamilienhäuser [10] und ein Experimentalgebäude (Small House I) gebaut worden [11]. Außerhalb Deutschlands wurde beispielsweise an der TU Eindhoven ein structural



Renderings: Anna Mendgen

Abb. 2: Erste Entwürfe für Wohngebäude mit Fertigteilen aus Infraleichtbeton

ultra-light-weight concrete mit einer Trockenrohddichte von 760 kg/m<sup>3</sup> entwickelt [12], und in der Schweiz existieren zahlreiche Beispiele für Dämmbetonbauten [3].

## 4 Zusammensetzung, Herstellung, Eigenschaften und Tragverhalten von Infraleichtbeton

Zusammensetzung, Herstellung und Eigenschaften des Infraleichtbetons ähneln sehr dem gängigen Leichtbeton. Er beinhaltet, wie oben

schon erwähnt, neben Zement und Wasser eine leichte Gesteinskörnung (LWA). Für Leichtbetone mit derart geringen Trockenrohddichten sind allerdings Betonzusatzmittel und -stoffe unverzichtbar, die eine porosierte Zementsteinmatrix erzeugen beziehungsweise zu erhöhter Festigkeit verhelfen. Die an der TU Berlin entwickelten Zusammensetzungen bestehen aus Zement, Wasser, LWA, Silikastaub, Fließmittel und Stabilisierer (**Tabelle 1**). Bei Verwendung einer leichten Gesteinskörnung aus Blähton, muss, wie bei der Leichtbetonherstellung auch [13], das Absorptionswasser der Körnung berücksichtigt werden. Zudem sollte – beispielsweise durch eine Kunststoffbekleidung der Schaufeln – deren Zerkleinerung durch den Einsatz eines Zwangsmischers vermieden werden, weil sonst ein erhöhter Feinanteil die Be-

Zusammensetzung [kg/m <sup>3</sup> ]	ILC600	ILC650	ILC700	ILC750	ILC800
CEM III/A N - 32,5 LH/NA	190	225	260	296	333
Silikastaub	74	72	70	68	66
Wirksames Wasser	144	154	164	175	185
LWA w <sub>60</sub> -feucht 0/2; 1/4; 2/6	25; 139; 243	42; 132; 227	59; 126; 212	76; 120; 196	93; 114; 180
Fließmittel	2,86	3,03	3,19	3,36	3,52
Stabilisierer	0,27	0,36	0,45	0,53	0,63
Frisch-/Trockenrohddichte ρ <sub>fr/tr</sub> [kg/m <sup>3</sup> ]	872/619	906/674	947/711	1009/766	1075/809
Würfeldruckfestigkeit f <sub>ilcm,150</sub> [MPa]	6,49	7,51	9,60	11,35	13,36
Zylinderfestigkeit f <sub>ilcm,cyl</sub> [MPa]	5,30	7,35	9,41	11,26	12,96
Zugfestigkeit f <sub>ilctm</sub> [MPa]	0,65	0,71	0,76	0,82	0,87
Elastizitätsmodul E <sub>ilcm</sub> [MPa]	2300	2700	3100	3500	3900
Bruchdehnung ε <sub>ilcm1</sub> [%]	2,4	2,7	3,0	3,2	3,5
Wärmeleitfähigkeit λ <sub>tr,10,m</sub> [W/(mK)]	0,141	0,153	0,166	0,178	0,193

Tab. 1: Zusammensetzung und Materialeigenschaften von Infraleichtbeton [15]



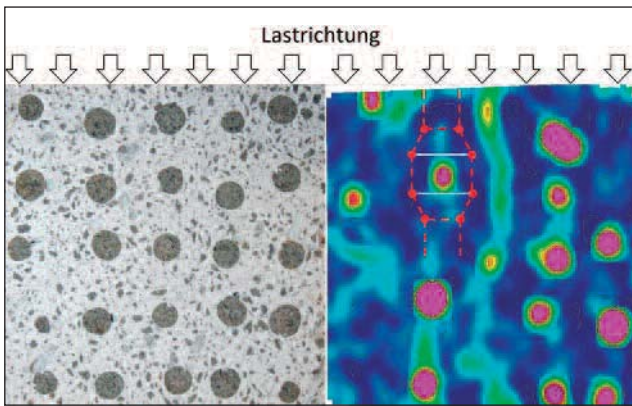


Abb. 3: Geschnittener Infraleichtbeton-Modellwürfel (links), Hauptdehnungsverteilung mit Stauchung in blau und Streckung in violett sowie am Korn rote Druck- und hellblaue Zugstreben (rechts)

toneigenschaften beeinflussen kann. Ein Verdichten mit Rüttlern ist bei den gezeigten Zusammensetzungen aufgrund sehr hoher Fließfähigkeit nicht nötig – und auch nicht empfehlenswert. Das manuelle Verdichten mit Innenrüttlern auf der Baustelle wird von sehr vielen Faktoren gesteuert und kann bei dem relativ sensiblen Infraleichtbeton zu unregelmäßigen Eigenschaften führen.

Zur Beschreibung des inneren Tragverhaltens kann Beton als ein Zwei-Stoff-System angesehen werden, bestehend aus Zementstein und Gesteinskörnung. Bei Normalbeton ist in der Regel die Gesteinskörnung steifer als der Zementstein, bei Leichtbeton ist es andersherum. Der innere Lastabtrag von Leichtbeton kann somit nicht von sogenannten Korn-zu-Korn-Spannungen der festeren Zuschläge profitieren. Hier „fließen“ die Druckkräfte um die LWA herum und erzeugen in den Körnern Querzugkräfte (Abb. 3), die sie reißen lassen [14]. Bei Infraleichtbeton konnte dieses Verhalten ebenfalls beobachtet werden [8], es erklärt sein sprödes und linear-elastisches Verhalten. Dieses Verhalten bewirkt wiederum ein starres Verbundverhalten zwischen Infraleichtbeton und Bewehrung. Dieser starre Verbund führt abermals zu einer höheren Zugversteifung, also höherem Mitwirken des Infraleichtbetons zwischen den Rissen. Das starre Verbundverhalten und die daraus resultierende höhere Zugversteifung wirken sich letztlich positiv auf das Rissverhalten aus. Versuche an Dehnkörpern und Balken zeigten ein günstiges Rissverhalten mit gleichmäßigen und geringen Rissabständen und -breiten. Aufgrund des linear-elastischen Materialverhaltens muss beim Biegetragverhalten in der Druckzone von einer dreieckförmigen Spannungsverteilung ausgegangen werden, wodurch die Lage der resultierenden Druckkraft sowie der Völligkeitsbeiwert angepasst werden müssen (siehe weiter unten Kapitel 5: Bemessung).

Zum Langzeitverhalten liegen Ergebnisse verschiedener Institute vor. Versuche haben gezeigt, dass Infraleichtbeton nach 180 Tagen um circa ein Tausendstel schwindet [10], [11] und [15] und damit nah am Endschwindmaß liegt. Die Kriechzahl beträgt (primär in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit) etwa zwischen zwei und fünf. Als Dauerstandbeiwert wurde aus verschiedenen Testreihen ein Wert von 0,75 ermittelt (Abb. 4). Das Kriech- und Schwindverhalten von Infraleichtbeton lässt sich mit den Berechnungsmethoden des Eurocode 2 [5] unter Verwendung der entsprechenden Materialeigenschaften gut abschätzen.

Messungen an der TU Berlin zum Carbonatisierungskoeffizienten  $k$  ergaben für Infraleichtbeton Werte zwischen 20 und 30  $\text{mm/a}^{0.5}$ , was nach einhundert Jahren zu einer Carbonatisierungstiefe von 200 bis

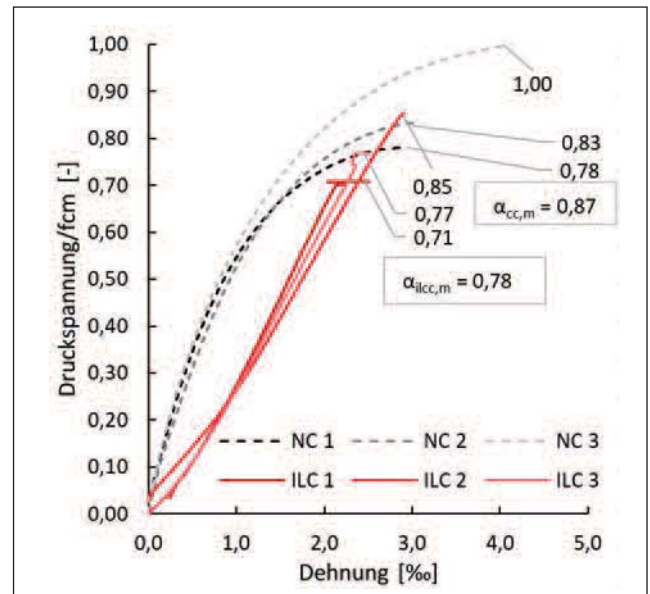


Abb. 4: Normierte Spannungs-Dehnungs-Linien unter langsam steigender Druckbelastung

300 Millimeter führt. Eine silanbasierte Hydrophobierung der Oberfläche bewirkt eine Reduzierung auf etwa 15 bis 20  $\text{mm/a}^{0.5}$ . Ob eine Bewehrungskorrosion damit auf ein unbedenkliches Maß reduziert werden kann, muss noch erforscht werden. Die Oberfläche wird allerdings vor Verwitterung geschützt, und netzartige Oberflächenschwindrisse werden verhindert. Deshalb werden bei aktuellen Bauvorhaben noch verzinkte Bewehrungen empfohlen. In der Ökobilanz schlägt die schnellere Carbonatisierung von Infraleichtbeton positiv zu Buche. Nach einer Lebensdauer von einhundert Jahren ist ein Bauteil vollständig carbonatisiert und entzieht dabei der Umwelt etwa 35 Kilogramm Kohlenstoffdioxid pro Kubikmeter, das entspricht ungefähr einem Drittel des entstehenden Kohlenstoffdioxids aus dem Entsäuerungsprozess der Zementherstellung.

## 5 Bemessung: Nachweise der Tragfähigkeit nur mit einer Zustimmung im Einzelfall

Die im Eurocode 2 normativ [5] geregelten (unteren) Grenzen für konstruktiven Leichtbeton sind mit einer Trockenrohdichte von 800  $\text{kg/m}^3$  und einer Festigkeitsklasse LC12/13 festgelegt. Infraleichtbeton muss eine Trockenrohdichte unterhalb dieser Grenze vorweisen, da somit auch die Wärmeleitfähigkeit gering ausfällt und folglich die Vorgaben der EnEV [1] eingehalten werden können. Die Festigkeit wird derzeit zwar noch unterschritten, ist allerdings für viele Anwendungen ausreichend. Wegen dieser Abweichungen von den geregelten Baubestimmungen müssen die Nachweise der Tragfähigkeit für jedes Bauvorhaben mit Infraleichtbeton gemäß der Musterbauordnung [16] mit einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) der obersten Bauaufsichtsbehörde erbracht werden.

Die Erkenntnisse zeigen, dass Infraleichtbeton ein grundsätzlich ähnliches Verhalten wie Leichtbeton zeigt. Die besonderen Eigenschaften erfordern lediglich für die Anwendung der Berechnungsansätze nach Norm eine Anpassung der Materialkennwerte. Da Infraleichtbeton als tragende Wärmedämmung fungiert, ist es sinnvoll, diesen nur in der

# INFRALEICHTBETON

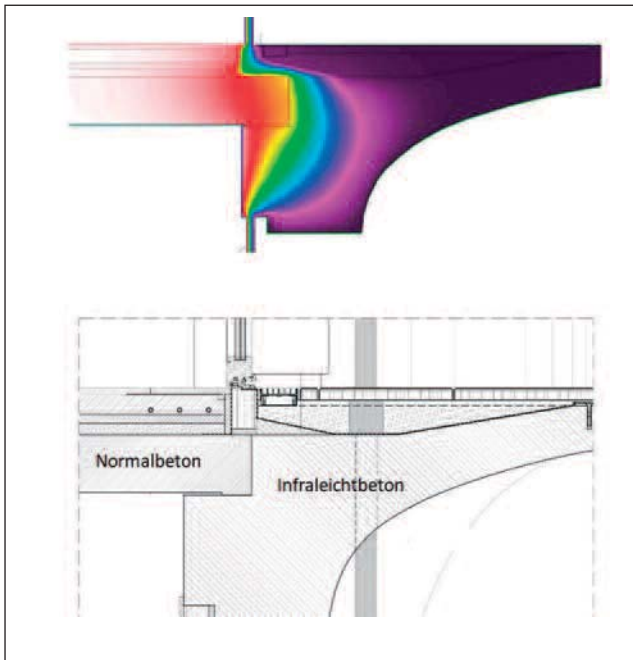


Abb. 5: Infraleichtbeton-Balkon ohne thermisch trennendes Element (aus dem interdisziplinären Forschungsvorhaben „Infraleichtbeton im Geschosswohnungsbau“ (INBIG) des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung [9])

Gebäudehülle einzusetzen. Vor allem sind Außenwände zu bemessen, die neben dem Eigengewicht auch alle Lasten aus Geschossdecken und Dachflächen abtragen müssen. Aber auch Fensterstürze, Balkone oder andere Auskragungen können aus Infraleichtbeton ausgebildet werden (einen besonderen technischen Charme haben Balkone und Loggien aus Infraleichtbeton, da jegliche thermische Trennung entfallen kann (Abb. 5)). Diese Bauteile können, basierend auf den Ergebnissen des oben erwähnten Forschungsprojekts der DFG, auf Biegung, Verformung und Rissbreite bemessen werden. Im Folgenden werden lediglich Besonderheiten des Infraleichtbetons in Bezug auf gängige Berechnungsansätze zusammengefasst.

Der Bemessungswert der Druckbeanspruchbarkeit  $f_{ilcd}$  erfolgt analog zu Eurocode 2 [5]. Dieser ergibt sich aus charakteristischer (Zylinder-) Druckfestigkeit  $f_{ilck}$  mit Berücksichtigung eines Dauerstandbeiwerts  $\alpha_{ilcc}$  und eines Material Sicherheitsbeiwerts  $\gamma_{ilc}$ :

$$f_{ilcd} = \alpha_{ilcc} \cdot \frac{f_{ilck}}{\gamma_{ilc}} \quad (Gl. 1)$$

Der Material Sicherheitsbeiwert ist für Normalbeton und Leichtbeton identisch. Er ergibt sich aus Variationskoeffizienten, aus Modellunsicherheiten, aus der Geometrie und aus der Materialfestigkeit. Für Infraleichtbeton sind keine wesentlich höheren Variationskoeffizienten für Materialfestigkeit zu erwarten, weshalb vorgeschlagen wird, den Material Sicherheitsbeiwert von  $\gamma_{ilc} = 1,5$  auch für Infraleichtbeton zu übernehmen. Wie bereits beschrieben, wurde aus verschiedenen Testreihen eine geringere Dauerstandfestigkeit als für Normalbeton (Abb. 4) ermittelt. Es wird daher vorgeschlagen, den Beiwert mit 0,75 anzusetzen.

Für sogenannte unbewehrte Druckglieder gemäß Eurocode 2 [5], also für Wände oder Stützen, berechnet sich nach vereinfachtem Bemessungsverfahren die aufnehmbare Längskraft mit:

$$N_{Rd,\lambda} = b \cdot h_w \cdot f_{ilcd,pl} \cdot \phi \quad (Gl. 2)$$

Eine spezifische Anpassung für Infraleichtbeton erfolgt lediglich mit:

$$f_{ilcd,pl} = \alpha_{ilcc,pl} \cdot f_{ilck} / \gamma_c \quad (Gl. 3)$$

wobei der duktile Dauerstandbeiwert analog zu Eurocode 2 [5] mit  $\alpha_{(ilcc,pl)} = 0,62$  anzusetzen vorgeschlagen wird [9].

Eine Bemessung von biegebeanspruchten Bauteilen nach Eurocode 2 [5] im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt durch eine Begrenzung der Dehnungsverteilung des Betons und der Bewehrung. Als Bemessungshilfen existieren zum Beispiel das allgemeine Bemessungsdiagramm und in tabellarischer Form die sogenannten  $\omega$ -Tafeln. Für Infraleichtbeton gelten also dieselben Voraussetzungen und Annahmen, die für Normal- und Leichtbeton gelten:

- linearer Dehnungsverlauf über den Querschnitt (Bernoulli-Hypothese),
- Bemessung im Riss (Zugkräfte werden von der Bewehrung aufgenommen),
- starrer Verbund zwischen Bewehrung und Beton,
- idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linien für das Materialverhalten,
- Kräftegleichgewicht.

Diese Nachweisform ist mit folgenden Anpassungen auch für Infraleichtbeton anwendbar:

- Das linear-elastische und spröde Materialverhalten bei Druckbeanspruchung erfordert in der Biegedruckzone anstelle einer Parabel-Rechteck-Verteilung der Druckspannungen eine Dreiecksverteilung. Daraus ergibt sich ein Völligkeitsbeiwert  $\alpha_R = 0,5 \cdot \epsilon_c / \epsilon_{ilcu}$  und ein Hebelarmbeiwert  $k_a = 1/3$ .
- Die Ausnutzung der Grenzzustände der Randdehnungen erfolgt für eine Stahlbewehrung mit  $\epsilon_{s1} = 25 \text{ ‰}$ , für GFK-Bewehrung mit  $\epsilon_{fud} = 7,4 \text{ ‰}$  und für Infraleichtbeton mit  $\epsilon_{c2} = \epsilon_{ilc1}$  in Abhängigkeit von seiner Zusammensetzung nach Tabelle 1.

Ein allgemeines Bemessungsdiagramm (Abb. 6) für Infraleichtbeton mit Stahl- und GFK-Bewehrung ergibt sich aus dem bezogenen Moment

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \alpha_R \cdot \xi \cdot (1 - k_\alpha \cdot \xi) \quad (Gl. 4)$$

aus dem der bezogene innere Hebelarm  $\xi = z/d$  entnommen werden kann. Hieraus errechnet sich der erforderliche Bewehrungsquerschnitt mit:

$$A_{s1,fl} = \frac{1}{\sigma_{s1,fl}} \cdot \left( \frac{M_{Eds}}{z = \xi \cdot d} \right) \quad (Gl. 5)$$

Entsprechende  $\omega$ -Tafeln sind dem Anhang von [9] zu entnehmen.

Das Querkrafttragverhalten von Bauteilen mit Bügelbewehrung lässt sich gut mit Hilfe von mechanischen Modellen erklären. Der Kraftfluss kann mittels Stabwerkmodell beschrieben werden, bei dem der Beton die Druckstreben und die Bügelbewehrung die Zugstreben darstellt. Der Nachweis für Bauteile mit Querkraftbewehrung gemäß Eurocode basiert auf der Theorie der Stabwerkmodelle. Eine Übertragung dieser Nachweisform auf Infraleichtbeton scheint daher gut möglich. Faust



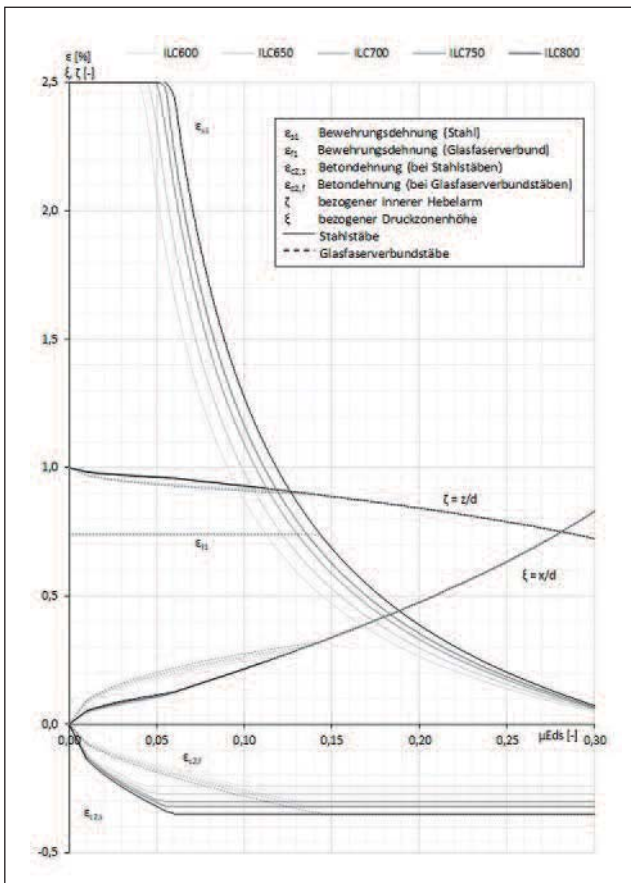


Abb. 6: Allgemeines Bemessungsdiagramm für Balken aus Infraleichtbeton [8]

[4] schlägt für die Querkraftbemessung den Faktor  $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \cdot \rho/2200$  (mit  $\rho$ : Trockenrohdichte) zur Berücksichtigung der verringerten Zugfestigkeit des Leichtbetons vor. Dies entspricht auch dem Vorgehen des Eurocode 2 [5], wie das zum Beispiel in der Formel für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung zu sehen ist:

$$V_{Rd,c} = \left[ \begin{array}{l} =0,138 \\ \text{bei GFK} \\ 0,15 \\ \gamma_c \end{array} \cdot \eta_2 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{l,ck})^{\frac{1}{3}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w$$

$$\bullet d \geq (\eta_1 \cdot v_{l,min} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (Gl. 6)$$

Sowohl für Bauteile ohne als auch für Bauteile mit Querkraftbewehrung können daher die Regelungen des Eurocode 2 [5] für Leichtbeton in Verbindung mit dem Nationalen Anhang [17] einen Ansatz für die Querkraftbemessung von Infraleichtbeton bilden. Dies bestätigen Versuche an der TU Berlin, die im Rahmen der Zustimmung im Einzelfall für das Bauvorhaben *Betonoase* (Abb. 7) (siehe oben) durchgeführt worden waren.

Die Berechnungsansätze für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit gemäß Eurocode 2 [5] können weitestgehend auch für Infraleichtbeton angewendet werden. Eine Begrenzung der Betondruckspannung auf 45 Prozent der charakteristischen Druckfestigkeit bei quasi-ständiger Einwirkung, um nichtlineares Kriechen auszuschließen, kann auch für Infraleichtbeton übernommen werden.

Die Verformung eines Bauteils oder eines Tragwerks dürfen gemäß Eu-



Abb. 7: Bauvorhaben Jugendfreizeiteinrichtung „Betonoase“

Foto: Alexander Blumhoff



## INFRALEICHTBETON

rocode 2 [5] weder die ordnungsgemäße Funktion noch das Erscheinungsbild des Bauteils beeinträchtigen. Die Grenzen dieser Verformungen sind in Abhängigkeit von der Bemessungssituation festzulegen. Die auftretenden Verformungen der Infraleichtbetonbauteile können in Analogie zu gängigen Stahlbetonbauteilen unter Berücksichtigung folgender Anpassungen berechnet werden. Zur Berechnung der Stauchung von vorwiegend druckbeanspruchten und bewehrten Betonbauteilen geht man davon aus, dass Beton und Bewehrung im Verbund liegen und somit die Stauchungen des Betons  $\epsilon_{ilc}$  und der Bewehrung  $\epsilon_s$  gleich sind. Bei bewehrtem Infraleichtbeton ist der Steifigkeitsanteil der Bewehrung nicht vernachlässigbar klein, sodass mit der ideellen Querschnittsfläche  $A_i = A_c + (\alpha_s - 1)A_s$  unter Berücksichtigung der Bewehrungsquerschnittsfläche zu rechnen ist. Die Stauchung des Betons berechnet sich somit durch:

$$\epsilon_{ilc} = \frac{N}{E_{ilc} A_i} \quad (Gl. 7)$$

Bei Zugbeanspruchungen, wie sie auch bei Biegeträgern in der Zugzone entstehen, treten senkrecht zur Belastungsrichtung Risse auf. In diesem gerissenen Zustand bestimmt vorwiegend die Bewehrung das Trag- und Verformungsverhalten, doch zwischen den Rissen trägt der Beton geringfügig mit und erhöht spürbar die Steifigkeit. Der Grad des Mittragens zwischen den Rissen kann mit dem Völligkeitsbeiwert  $\beta_t$  (entspricht  $k_t$  bei Rissbreitenberechnung) ausgedrückt werden. Für Normalbeton ist nach Eurocode 2 [5] bei Kurzzeitbelastung 0,6 anzusetzen. Versuche an Dehnkörpern und Biegebalken haben gezeigt, dass dieser Wert für Infraleichtbeton bei  $\beta_t = 0,8$  liegt und somit zwischen den Rissen stärker mitträgt [8]. Ein versuchsbasiertes Berechnungsmodell wurde daraus abgeleitet, um Verformungen vorausszusagen. Die vereinfachte Berechnungsmethode gemäß Gleichung (7.18) EC2, Abschnitt 7.4.3 (3) [5] für überwiegend biegebeanspruchte Bauteile liefert konservative Ergebnisse. Verformungen lassen sich hiermit abschätzen, indem die Verformungen für Zustand I und Zustand II ausgerechnet werden und mit Hilfe eines Verteilungsbeiwertes  $\zeta$  interpoliert werden.

Die Berechnung der Rissbreite berücksichtigt, wie bei der Verformungsberechnung, das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen. Die durchgeführten Versuche an Dehnkörpern und Balken aus Infraleichtbeton zeigten ein günstiges Rissverhalten, gekennzeichnet durch gleichmäßige Rissverteilung mit geringen Rissabständen und -breiten. Die Berechnungsmethoden gemäß Eurocode 2 [5] zur Bestimmung der Rissbreite liefern realitätsnahe, leicht konservative Ergebnisse und können somit angewendet werden.

Eine detaillierte Darstellung der Bemessungsansätze für Tragwerke aus Infraleichtbeton wurde in dem weiter oben bereits erwähnten Handbuch [9] zusammengefasst.

## 6 Der werkstoffgerechte Einsatz des Materials eröffnet dem Sichtbeton neue gestalterische Möglichkeiten

Infraleichtbeton eröffnet dem Sichtbetonbau neue gestalterische Möglichkeiten, weil ein werkstoffgerechtes Einsetzen des Materials die konstruktive Durchbildung und Details vereinfacht. Im Rahmen des Forschungsprojekts Infraleichtbeton im Geschosswohnungsbau (IN-BIG) (siehe oben) wurden verschiedene Gebäudetypen, wie Baulü-

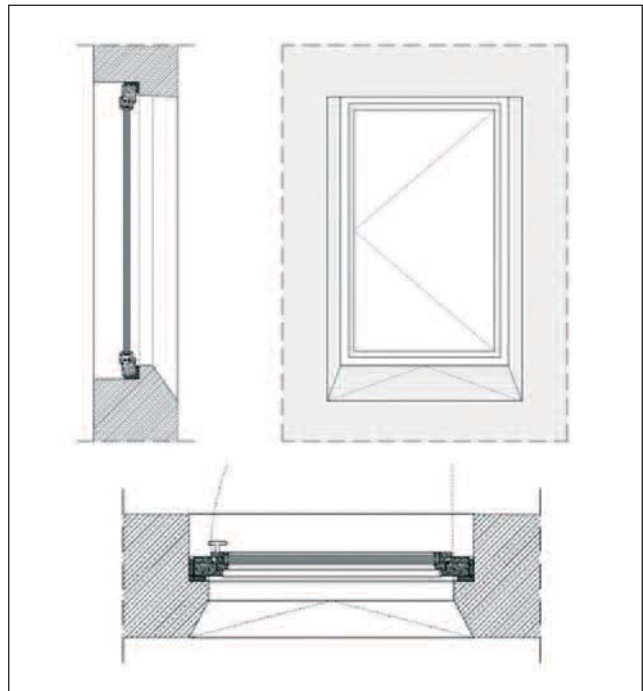


Abb. 8: Direkter Fensteranschluss an Infraleichtbeton [9]

ckengebäude, Zeilenbau und Punkthaus, untersucht und werkstoffgerechte Fenster-, Decken- und Balkondetails entwickelt, die auch als Prototypen hergestellt wurden. Eine Geschosdecke aus Normalbeton kann nun direkt ohne thermisch trennendes Element an einen Infraleichtbeton-Balkon (Abb. 5) oder an eine Loggia angeschlossen werden. Außerdem zeigten Untersuchungen zur Befestigung von Fenster- und Türrahmen, Anbauteilen und Regalen mit Porenbetondübeln an Infraleichtbeton-Wänden ein leichtbetontypisches Versagen. In einer Versuchsserie mit verschiedenen Dübeltypen und -längen überschritten die gemessenen Zugkräfte die zulässigen Nutzlasten für vergleichbare Leichtbeton-Vollsteine um über 20 Prozent. Türen und Fensteranschlüsse im Infraleichtbeton werden bauphysikalisch drastisch vereinfacht (Abb. 8), weil die Gebäudehülle nun nicht mehr aus mehreren Schichten mit jeweils separaten Aufgaben wie Tragen, Dämmen, Abdichten und so weiter besteht.

## 7 Gebaute und geplante Beispiele: Supermarkt, Einfamilienhaus, Freizeitzentrum, Landhaus

Das erste Gebäude (Abb. 1) aus Infraleichtbeton – ein Einfamilienhaus – entstand 2007 in Berlin. Hierfür wurden konstruktive Details entwickelt, die den statischen und bauphysikalischen Anforderungen gerecht werden. Die Außenwände dieses Hauses sind aus Infraleichtbeton, während Decken, Treppen und Innenwände aus Normalbeton sind. Damals erreichte man eine mittlere Druckfestigkeit von  $f_{ilcm} = 7,8$  MPa bei einer Trockenrohdichte von  $\rho_{tr} = 760$  kg/m<sup>3</sup>. Aus der gemessenen Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_{10, tr} = 0,181$  W/(m·K) wurde bei 50 Zentimeter Wandstärke ein U-Wert von 0,34 W/(m<sup>2</sup>·K) ermittelt, mit dem die damalige EnEV 2006 erfüllt werden konnte [2].

Die Berliner Jugendfreizeiteinrichtung *Betonoase* (Abb. 7) nach dem Entwurf der Architekten Gruber+Popp BDA entstand 2018. Im Zuge der bauaufsichtlichen Genehmigung wurden zur Erteilung einer Zu-



Rendering: Baumgart Franke Architekten

Abb. 9: Lebensmittel-Supermarkt aus Infraleichtbeton

stimmung im Einzelfall (ZiE) ein Bemessungskonzept des nichtgenormten Infraleichtbetons vorgelegt und entsprechende Bauteilversuche durchgeführt. Die biegebeanspruchten Bauteile (Fensterstürze und Vordächer) wurden auf Grundlage der Forschungsergebnisse bemessen. Die durchgeführten Bauteilversuche an der TU Berlin bestätigten die Berechnungen und führten zur Erteilung der ZiE.

Als weitere Bauvorhaben, die sich noch in Planung befinden, sind ein Supermarkt (Abb. 9) und ein Landhaus (Abb. 10 und Abb. 11) zu nennen. Mit dem Bau des Supermarktes wird eine Anwendungsmöglichkeit auch außerhalb des Wohnungsbaus gezeigt. Für das Landhaus werden entsprechend den Beanspruchungen verschiedene Leichtbetongüten und Infraleichtbetone zum Einsatz kommen. Hier profitiert der Entwurf wegen der Vielzahl von Vorsprüngen und Auskragungen

vom Infraleichtbeton, weil an keiner Stelle ein thermisch trennendes Element nötig ist.

## 8 Zusammenfassung

Infraleichtbeton zeichnet sich durch eine sehr gute Kombination aus Druckfestigkeit und Wärmeleitfähigkeit aus und ist nach Faust [4] als Hochleistungsleichtbeton (HPLWAC) einzustufen. Mit seiner ausreichenden Druckfestigkeit sind mehrgeschossige Gebäude ohne zusätzliche Dämmschichten herstellbar, die den aktuellen gesetzlichen Vorgaben zur Energieeinsparung entsprechen. Der monolithische Wandaufbau ermöglicht eine robuste, wenig komplexe aber dauerhafte Bauweise bei gleichzeitig hohem architektonischem Potenzial. Die gu-



Abb. 10: Landhaus aus Infraleichtbeton (Architekten: Besonias Almeida Arquitectos (Buenos Aires)) (siehe auch Abb. 11)



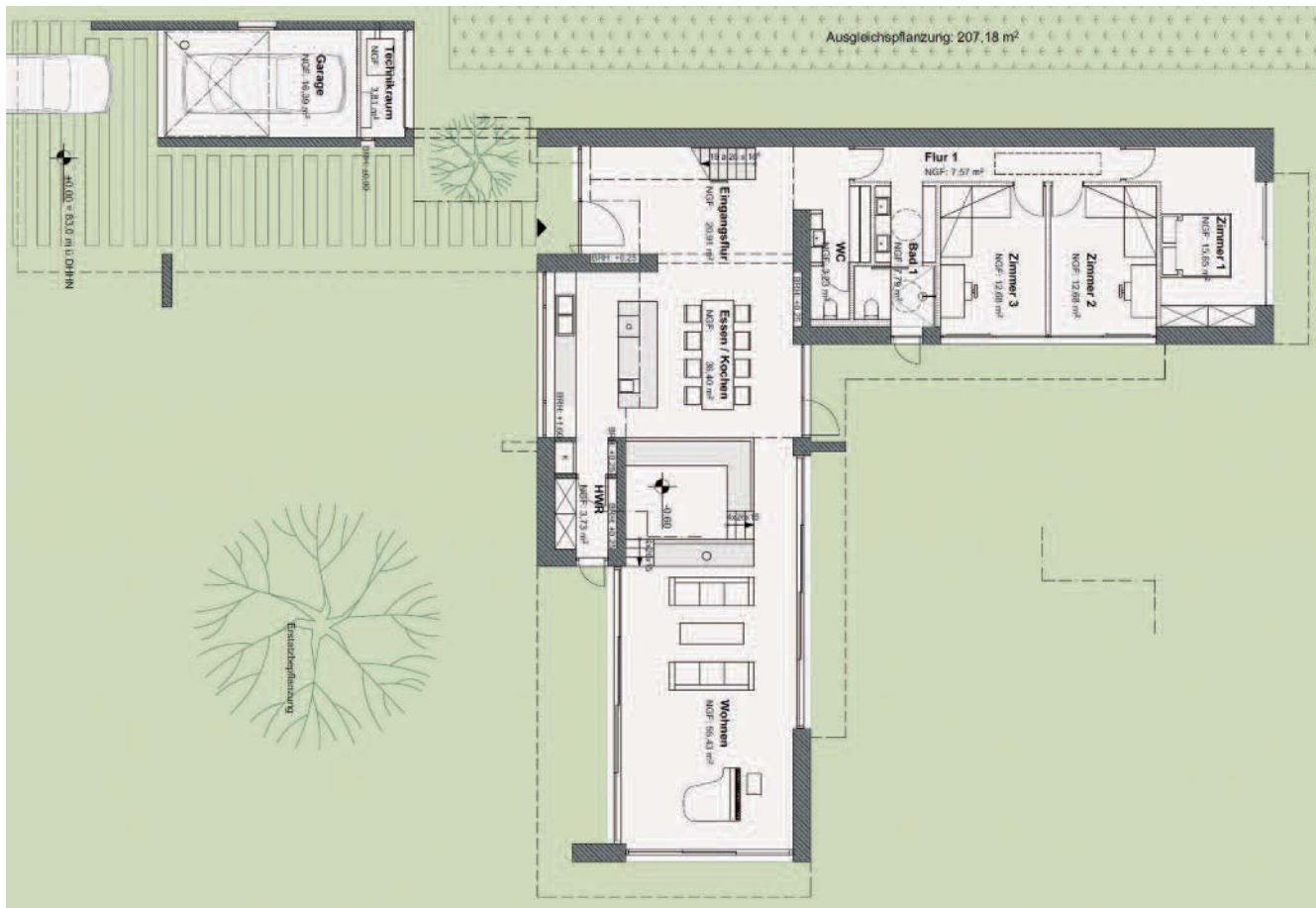


Abb. 11: Grundriss des Landhauses aus Infraleichtbeton (Architekt: Prof. Clemens Bonnen (Berlin)) (siehe Abb. 10)

ten Diffusionseigenschaften des Materials wirken sich positiv auf die Luftfeuchtigkeit und damit auf das Raumklima aus. Diese Eigenschaften machen den Baustoff auch in Bezug auf Gestaltung, Brandschutz und Recyclingfähigkeit zu einer ernsthaften Alternative zu den heute üblichen mehrschichtigen Wandsystemen.

## 9 Literatur

- [1] Verordnung über energiesparenden Wärmeschutz und energiesparende Anlagentechnik bei Gebäuden. EnEV 2014, 2014
- [2] Schlaich, M., Zareef, M. E.: Infraleichtbeton. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), S. 175-182
- [3] Filipaj, P.: Architektonisches Potenzial von Dämmbeton. Zürich: vdf-Hochschulverlag 2010.
- [4] Faust, T.: Leichtbeton im konstruktiven Ingenieurbau. Berlin: Verlag Ernst & Sohn 2003
- [5] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Berlin: Beuth Verlag (31.01.2011)
- [6] Schlaich, M., Hückler, A.: Infraleichtbeton 2.0. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), S. 757-766
- [7] Hückler, A., Schlaich, M.: Structural Behavior of Reinforced Infra-Lightweight Concrete (ILC). ACI structural journal 116 (2019), S. 3-14
- [8] Hückler, A., Schlaich, M.: Zur Biegung von Infraleichtbetonbauteilen – Werkstoff-, Verbund-, Trag- und Verformungsverhalten. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), S. 282-292
- [9] Lösch, C., Rieseberg, P.: Infraleichtbeton. Entwurf, Konstruktion, Bau. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag 2018
- [10] Callsen, B., Thienel, K.-C.: Leichter Wohnungsbau. Besondere Aspekte bei der Entwicklung und Ausführung eines hochwärmedämmenden Hochleistungs-Leichtbetons mit sehr niedriger Betonrohddichte. Beton (2017), S. 128-134
- [11] Schulze, J., Breit, W.: Experimentalgebäude aus Infraleichtbeton – monolithisch und hochwärmedämmend. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), S. 377-384
- [12] P.R. Spiesz, M. H.: Structural ultra-lightweight concrete – from laboratory research to field trials. In: Harald Justnes, H. B. (Hg.): Proceedings of the 11th High Performance Concrete conference, HPC Tromsø 2017. Tromsø, Norway, S. 1–10
- [13] Thienel, C.: Erläuterungen zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4 und DIN EN 12620. Berlin: Beuth Verlag 2011
- [14] Wischers, G., Lusche, M.: Einfluß der inneren Spannungsverteilung auf das Tragverhalten von druckbeanspruchten Normal- und Leichtbetonen. Beton (1972), S. 343-347
- [15] Hückler, A.: Trag- und Verformungsverhalten von biegebeanspruchten Bauteilen aus Infraleichtbeton (ILC). Dissertation. Göttingen: Sierke Verlag 2016
- [16] Musterbauordnung – MBO 1. November 2002.
- [17] DIN Deutsches Institut für Normung e.V.: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth Verlag (2013)



# Der expandierende Holzbau löst für Prüflingenieurinnen viele Nachweisprobleme für Baustatik und Brandschutz aus

## Eine gezielte Novellierung von MBO und MVV TB muss die jetzt entstandenen Rechtsunsicherheiten beheben

Mit der geradezu sprunghaften Entwicklung und Ausbreitung des Holzbaus ergeben sich für die Prüflingenieurinnen und Prüflingenieure sowohl für Baustatik mit Fachrichtung Holzbau als auch für die Prüfsachverständigen im Bereich des Brandschutzes eine Menge Fragen und Probleme.\* Weil immer mehr Bauwerke der Gebäudeklassen 4 und 5 entstehen, oder, mit noch weitergehenden Abweichungen, sogar im Hochhausbereich, sehen sich die Prüflingenieure und Prüfsachverständigen mit einer steigenden Zahl von Unstimmigkeiten in den einschlägigen Vorschriften konfrontiert, die sich in ihren Nachweisführungen zu haftungsrechtlich riskanten Rechtsunsicherheiten verdichten. Da diese Unstimmigkeiten auch bei Sonderbauten auftauchen, also auch bei Kindergärten, Schulen, Altenpflegeheimen, Versammlungsstätten oder Krankenhäusern oder dergleichen, sollten, so wird im folgenden Beitrag gut begründet gefordert, deren Ursachen mit gezielten Novellierungen der einschlägigen Regelwerke schleunigst behoben werden. Im folgenden Beitrag über tragende und aussteifende Bauteile in hohen Holzbauten werden den Regeln setzenden Theoretikern einerseits und den Regeln anwendenden Praktikern andererseits für ein solches Unterfangen einige höchst praktikable Vorschläge aus neutraler Sicht unterbreitet.

*\* Zwecks besserer Lesbarkeit wird – das freundliche Einverständnis unserer Leserinnen und Leser vorausgesetzt – für Prüflingenieurinnen und Prüflingenieure sowie für weibliche und männliche Prüfsachverständige hier nur der Sammelbegriff „Prüflingenieur“ verwendet*



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter

studierte von 1982 bis 1987 Bauingenieurwesen an den Technischen Universitäten München und Darmstadt und war anschließend wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Stahlbau, Statik und Werkstoffmechanik und am Institut für Massivbau der TU Darmstadt; im Jahr 2000 wurde er auf die Professur für Stahlbau und Holzbau der Universität Leipzig berufen, seit 2003 ist Stefan Winter Ordinarius für Holzbau und Baukonstruktion an der TU München, wo er die Arbeiten in den Forschungsgebieten konstruktiver Holzbau, Brandschutz im Holzbau, vielgeschossiger Holzbau, energieeffiziente Holzbauweisen und Gebäudemodernisierungen mit vorgefertigten Bauteilen, Klebstoffe für tragende Holzbauteile, Lebenszyklusanalysen und Ökobilanzierungen leitet.

## 1 Einführung

Warum stellt sich die Frage nach dem Nachweis tragender und aussteifender Bauteile wie Wänden und Decken in hohen Holzgebäuden? Die Antwort ist einfach: Weltweit erfährt das Bauen mit Holz eine Renaissance, die noch vor zwanzig Jahren nicht zu erwarten gewesen wäre. Dafür gibt es – in aller Kürze – eine Reihe wesentlicher Gründe:

- Holz ist das einzige, weltweit in nennenswerten Mengen verfügbare Material, aus dem Bauprodukte aller Art produziert werden können – von der Span- oder OSB-Platte über Brettschichtholz und Brettspertholz aus Nadelholz bis hin zu hochtragfähigem Furnierschichtholz aus Buche oder anderen hybriden Bauprodukten aus Nadelholz und Laubholz.

- Zum Bauen mit Holz hat es in den letzten Jahrzehnten eine Vielzahl internationaler Forschungsaktivitäten gegeben. Wesentliche innovative Entwicklungen, sowohl im konstruktiven Holzbau wie auch im Brandschutz für Holzbauten, sind von den Ländern Deutschland, Österreich und der Schweiz ausgegangen (den sogenannten D-A-CH-Ländern). Diese Untersuchungen reichen vom Brandschutz für Holzfasaden bis zum Vorspannen von mehrgeschossigen Rahmenkonstruktionen im Holzbau. Beispiele für Forschungsvorhaben sind in den Literaturquellen [1] bis [5] beispielhaft enthalten, der aktuelle Stand der Technik ist unter anderem im DETAIL-Atlas „Mehrgeschossiger Holzbau“ [6] nachzulesen.

- Der Holzbau hat schon seit den 1950er Jahren im Holzfertigbau seine Fähigkeiten zur Vorfertigung von Bauteilen und Bauelementen weiterentwickelt. Ebenso wurden sehr früh – getrieben durch die häufig auch bei Ingenieurbauwerken hohe geometrische Komplexität – CAD/CAM-basierte Planungs- und Fertigungsmethoden adaptiert. Hoch automatisierte Bearbeitungszentren führen zu einer sehr hohen Fertigungspräzision, die durch die hohe Temperaturstabilität des Holzes unterstützt wird. Da Holz zudem ein leichtgewichtiges Baumaterial ist, können große Bauteile oder Tafелеlemente inklusive malerfertiger Innenbekleidungen, ganzer Fassadenbekleidungen und eingebauter Fenster werkseitig vorgefertigt werden. Das führt zu einer erheblichen Reduktion der Bauzeiten und zu einer verbesserten Qualitätssicherung.

- Nicht zuletzt wird immer mehr deutlich und rückt ins politische Bewusstsein, dass die langfristige, materielle Verwendung von Holz einen wesentlichen Kohlenstoffspeicher darstellt, der aufgrund der Entnahme von CO<sub>2</sub> aus der Atmosphäre beim Wachstum des Holzes als eine langfristige CO<sub>2</sub>-Senke aufgefasst werden kann. Es hat eine Weile gedauert, bis sich diese Erkenntnis auch in der allgemeinen Wissenschaft zum Klimaschutz durchgesetzt hat. Neueste Veröffentlichungen, wie zum Beispiel von *Schellnhuber* et. al. [7] in *Nature*, belegen das aber eindrucksvoll. Die seit Langem bekannten Positionen der Forst- und Holzwirtschaft werden hier von neutralen Wissenschaftlern bestätigt, und es wird nachgewiesen, dass die langfristige Holzverwendung unter anderem in Bauwerken einen wesentlichen Beitrag zum Klimaschutz leisten kann, weil dadurch gleichzeitig die Verwendung hoch-



Foto: Fa. Huber & Sohn, Bachmehring

Abb. 1: Das erste achtgeschossige Gebäude in Holzbauweise (H8) in Bad Aibling. Es wird von einem Stahlbeton-Treppenturm aus Fertigteilen ausgesteift, seine Wände und Decken sind aus massivem Holz.



Foto: Stefan Winter

Abb. 2: Das zeitweise höchste Holzgebäude der Welt (Mjøstårnet) in Norwegen. Es wird durch ein außenliegendes Fachwerk ausgesteift, die Aufzugsschächte und Treppenträume sind aus Brettsperrholz, die mit einer nichtbrennbaren Bekleidung ummantelt wurden.

energie- und emissionsintensiver Bauprodukte wie Stahl und Zement verringert wird. Dies gilt selbstverständlich nur unter der Voraussetzung nachhaltiger Forstwirtschaft. Ein weiterer positiver Aspekt genutzter Wälder besteht darin, dass neu angepflanzte Bäume in den frühen Stadien des Wachstums der Atmosphäre mehr CO<sub>2</sub> entnehmen als ein alter Baumbestand. Die Verwendung von Holz aus nachhaltiger Holzwirtschaft kann beispielsweise durch FSC- oder PEFC-Zertifizierungen belegt werden. (Seit einigen Jahren können Wälder in Deutschland zertifiziert werden. Hierfür stehen vor allem zwei Systeme zur Verfügung: PEFC und FSC. Beide stellen nach eigenen Angaben hohe Anforderungen insbesondere an die Nachhaltigkeit, an die Umweltverträglichkeit der Waldbewirtschaftung, an die Arbeitsqualität und an die soziale Kompetenz der Forstbetriebe. Beide Forstzertifikate erfüllen die Kriterien der EU, nämlich: Freiwilligkeit, unabhängige Überprüfung, Transparenz, Kosteneffizienz, offener Zugang.) Es wird aber darauf hingewiesen, dass in der Bundesrepublik Deutschland, wie in allen Ländern der Europäischen Union, eine nachhaltige Forstwirtschaft auf gesetzlicher Grundlage zwingend vorgeschrieben ist.

## 2 Gebaute Beispiele

Auf Grundlage dieser Randbedingungen hat sich der Holzbau in den letzten zwei Jahrzehnten sprunghaft entwickelt, und damit sind auch die Aufgaben der beteiligten Prüferingenieure und Prüfsachverständigen ständig gewachsen. Nach der Reduzierung der Prüfpflicht für Gebäude im Zuge der letzten großen Novellierungsrunde der Bauordnungen sind viele übliche Holzgebäude, wie Ein- und Zweifamilienhäuser in Tafelbauweise, aus der Prüfpflicht herausgefallen. Die Prüfung von Holzbauwerken beschränkte sich daher für lange Zeit im Wesentlichen auf die großen Ingenieurholzbauwerke, also auf Brücken, Türme, Turnhallen et cetera.

Seit der letzten Novellierung der Bauordnungen und der Erarbeitung der *Muster-Richtlinie über brandschutztechnische Anforderungen an hochfeuerhemmende Bauteile in Holzbauweise* (M-HFH HolzR) konnte zumindest wieder bis zur Gebäudeklasse 4 geregelt in Holz gebaut werden. In einigen Ländern Europas waren bereits zu diesem Zeitpunkt auch höhere Holzgebäude erlaubt. In Deutschland wurden dafür weiterhin baurechtliche Abweichungen benötigt, die jedoch bei Vorlage entsprechender Brandschutzkonzepte im Regelfall auch genehmigt wurden. In dieser Zeit entstanden in Deutschland zum Beispiel das erste achtgeschossige Holzhaus für Wohn- und Büro Zwecke (H8) in der *City of Wood* in Bad Aibling (Abb. 1). Dieses Gebäude wird von einem Stahlbeton-Treppenturm aus Fertigteilen ausgesteift und weist Wände und Decken in Holzmassivbauweise auf.

Ein Beispiel für ein anderes Aussteifungssystem ist das zeitweise höchste Holzgebäude der Welt „Mjøstårnet“ in Brumunddal (Abb. 2), 150 Kilometer nördlich von Oslo. Es wird durch ein außenliegendes Fachwerk ausgesteift, die Aufzugsschächte und Treppenträume sind aus Brettsperrholz und wurden mit einer nichtbrennbaren Bekleidung ummantelt.

Auch in Deutschland wurde inzwischen ein erstes echtes Holzhochhaus errichtet, das von den Architekten Kaden & Lager (Berlin) geplante zehngeschossige Skaio in Heilbronn, ein Skelettbau (Abb. 3), dessen Sockelgeschoss und Treppenhaukern aus Stahlbeton bestehen, während Wände und Decken aus Holz sind. Die Gebäudehülle konnte nach den Plänen des Brandschutzkonzeptes mit Holzelementen ausgeführt werden.



Es hat aber nicht nur ein „Wettbewerb“ um das höchste Holzhaus eingesetzt, die Möglichkeit, mit Holz in größeren Höhen und gleichzeitig leicht zu bauen, wurde und wird vor allen Dingen für die Nachverdichtung in Form von Aufstockungen in innerstädtischen Bereichen genutzt. **Abb. 4** zeigt eine zweigeschossige Aufstockung am Tegernseer

Platz in München in Brettsperrholzbauweise, die gleichzeitig zu einer umfangreichen energetischen Erhöhung des Gebäudes bis auf Plusenergiehaus-Niveau genutzt wurde.

Überhaupt ist mit den aktuellen Entwicklungen der Holzbau in die Stadt zurückgekehrt. Wohngebäude bis zur Hochhausgrenze gehören heute in vielen Städten, beispielsweise in London, Zürich oder München, zu den wesentlichen Konstruktionsarten bei der Entwicklung und Nachverdichtung städtischer Gebiete. Während in Mitteleuropa und insbesondere in den D-A-CH-Ländern dabei auf möglichst weitgehende Vorfertigung geachtet wird, entstehen sowohl in den nordischen Ländern wie auch in London oder in Übersee die Gebäude heute häufig in einer der Betonfertigteilbauweise sehr ähnlichen Bauweise. Der Grund dafür ist, dass durch die Entwicklung des Brettsperrholzes im Holzbau ebenso wie im Betonfertigteilbau nun stabförmige Bauelemente für Stützen und Träger und großflächige Elemente für Wände und Decken zur Verfügung stehen. Die Konstruktionssystematik ist damit sehr ähnlich und führt dann beispielsweise zu den in **Abb. 5** gezeigten Ausführungen eines Bürogebäudes in Oslo. Eine Bauweise, die wir hier wegen des mangelhaften Feuchteschutzes während der Bauzeit nicht bevorzugen würden.



Architektur: K+U/Foto: Bernd Borchert

*Abb. 3: Skaio Heilbronn, das erste deutsche Hochhaus aus Holz: zehn Geschosse im Skelettbau, Sockelgeschoss und Treppenhaukern aus Stahlbeton, Wände und Decken aus Holz*

### 3 Die Aufgaben der Prüferingenieure

Mit der Erweiterung der Anwendungsgebiete des Holzbaus ergeben sich zunehmend erweiterte Fragestellungen für die Prüferingenieure, sowohl für Baustatik mit Fachrichtung Holzbau als auch für die Prüfsachverständigen im Bereich des Brandschutzes. Es entstehen immer mehr Bauwerke der Gebäudeklassen 4 und 5 oder, wie im Fall des Gebäudes Skaio in Heilbronn, sogar auf der Grundlage von weitergehenden Abweichungen im Hochhausbereich. Ähnliches trifft für die zunehmende Anwendung des Holzbaus auch bei Sonderbauten zu. Die Palette reicht hier vom Kindergarten über Schulbauten bis zu Altenpflegeheimen, von Versammlungsstätten bis zu Krankenhäusern. Die Bauwerke



Foto: Klaus Reiner Klebe, Fotodesign, München

*Abb. 4: Zweigeschossige Aufstockung in Brettsperrholzbauweise am Tegernseer Platz in München*





Foto: Stefan Winter

Abb.: 5: Bürogebäude in Oslo (2019, im Bau): stabförmige Bauelemente für Stützen und Träger und großflächige Elemente für Wände und Decken

des Ingenieurholzbaus bleiben natürlich weiterhin prüfpflichtig und werden wegen der unveränderten Situation nachfolgend nicht weiter behandelt.

Die wesentliche Aufgabe der Prüfeningenieure ist es, sicherzustellen, dass die Ausführung der Bemessung und den vorausgesetzten Randbedingungen entspricht. Dabei sind die jeweiligen Vorgaben der Bauordnungen der Länder und die technischen Baubestimmungen zu beachten. Für Bauprodukte und Bauarten müssen die entsprechenden Verwendbarkeitsnachweise vorliegen (also: allgemeine bauaufsichtliche Zulassung abZ, allgemeine Bauartgenehmigung aBG, allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis abP oder, gegebenenfalls, Zustimmung im Einzelfall ZiE oder vorhabenbezogene Bauartgenehmigung vBG). Bei geringfügigen Abweichungen der Ausführungen von Zulassungen oder Bauartgenehmigungen sind zusätzlich Unternehmerbescheinigungen vorzulegen.

Die allgemeine und weit verbreitete Schwierigkeit, alle am Bau Beteiligten zu einer hinreichenden Dokumentation anzuhalten und diese durchzusetzen – und das betrifft alle Bauarten – soll an dieser Stelle nicht weiter thematisiert werden. Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich deshalb weitgehend auf brandschutztechnische Fragen.

Bezüglich des Nachweises der Standsicherheit wird von einer Bemessung nach den Eurocodes für Normaltemperatur und den Brandfall ausgegangen, gegebenenfalls unter Einbeziehung von europäischen oder nationalen Zulassungen für einzelne Bauprodukte wie Verbindungsmittel oder Brettspertholz. Das führt im Regelfall zu keinen besonderen Schwierigkeiten, insbesondere mit Bezug auf Einzelbauteile wie Stützen, Unterzüge und so weiter. Bei Bauteilen wie Wänden und Decken ist die Lage komplizierter.

Zur derzeit aktuellen Ausgangslage mit Bezug zum Brandschutz muss bemerkt werden, dass in den letzten beiden Jahren und aktuell eine Anpassung sowohl der Musterbauordnung der Länder (MBO), der Landesbauordnungen und der Verwaltungsvorschriften zu den Technischen Baubestimmungen (VV TB) nicht nur auf Grund des bekannten Bauproduktenurteils des Europäischen Gerichtshofs (EuGH), sondern auch zur Erweiterung der Verwendbarkeit des Holzbaus stattfand und stattfindet.

Durch die Einführung der Regelung, dass

*abweichend tragende oder aussteifende sowie raumabschließende Bauteile, die hochfeuerhemmend oder feuerbeständig sein müssen, aus brennbaren Baustoffen zulässig sind, wenn die hinsichtlich der Standsicherheit und des Raumabschlusses geforderte Feuerwiderstandsfähigkeit nachgewiesen und die Bauteile und ihre Anschlüsse ausreichend lang widerstandsfähig gegen die Brandausbreitung sind*

(so bspw. § 26 (3) LBO BW), wird der Holzbau bis zur Hochhausgrenze abweichungsfrei ermöglicht. Ergänzend wird die bisher geltende M-HFHolzR ebenfalls überarbeitet, noch im Laufe des Jahres soll eine *Muster-Holz-Richtlinie* (M-HolzR) erscheinen. Ein erster Entwurf war bereits in der Verbändeumfrage, aktuell bearbeiten die zuständigen bauaufsichtlichen Stellen eine finale Fassung. Aber auch diese wird mit circa dreijähriger Perspektive nicht die abschließende Fassung darstellen, da derzeit noch Forschungsvorhaben laufen. Deren Ergebnisse, zum Beispiel bezüglich der möglichen Akzeptanz von sichtbaren Oberflächen von Massivholzbauteilen oder der Verwendbarkeit von Holztafelbau-Bauteilen, sollen in naher Zukunft noch berücksichtigt werden.

Was ist also die konkrete, derzeitige Ausgangslage?

- Die derzeitige Fassung der M-HFHolzR (2004-07) entspricht nicht mehr dem Stand der Technik. Ihr Geltungsbereich umfasst mit Ausnahme der Brettstapeldecken nur hochfeuerhemmende Bauteile in Holztafelbauweise und bezieht sich bezüglich der brandschutztechnischen Kapselung auf die europäische Klassifizierung K<sub>2</sub>60 nach DIN EN 13501-2. Die *Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen* (M-VVTB:2019/1) verweist aktuell weiterhin auf die M-HFHolzR, diese ist also noch anzuwenden.
- Die Richtlinie ist aber für die heute üblichen Konstruktionen, die über Abweichungen genehmigt werden, nicht anwendbar, da es sich häufig um Massivholzkonstruktionen (Brettspertholz, Brettstapel aus Brettschichtholz, andere zugelassene Massivholzbauweisen) mit oder ohne brandschutztechnische Bekleidung handelt oder um Bauteile mit 90 Minuten Feuerwiderstand.
- Die M-HFHolzR ist so angelegt, dass ein Bauprodukt hergestellt wird, das auch in der Herstellung entsprechend überwacht wird (Zeile C3.2.1 M-VVTB). De facto werden die Bauelemente aber in den seltensten Fällen komplett vorgefertigt, häufig werden einzelne Lagen der Gips-Beplankung erst auf der Baustelle montiert. Die Gründe hierfür reichen vom Transportgewicht über Oberflächenanforderungen bis zum Herstellungspreis. Und häufig ist dann noch die Firma, welche den Trockenbau komplettiert, eine andere, als die herstellende und montierende Holzbaufirma. Man könnte das als ein *teilverfertigtes Bauprodukt* bezeichnen. Diesen Begriff gibt es aber baurechtlich nicht, denn das, was das Werk verlässt, ist ein Bauprodukt und das, was auf der Baustelle hergestellt wird, ist eine Bauart und wird entweder nach einer bauaufsichtlich eingeführten Norm hergestellt oder hat eine Zulassung, eine Bauartgenehmigung oder ein allgemeines bauaufsichtli-

ches Prüfzeugnis (abP). Dieser kleine Webfehler wurde in der Praxis bisher meist über einen Auswegparagrafen der M-HFHolz-R ausgeglichen (Abs. 6, verkürzt): *Der Prüferingenieur für Standsicherheit hat im Rahmen der Bauüberwachung der Bauausführung ... zusätzlich die ordnungsgemäße Bauausführung nach dieser Richtlinie zu überwachen und bescheinigen.* Hier besteht eindeutig ein hell- bis dunkelgrauer Bereich. Wie die damit zusammenhängenden Probleme gelöst werden können, wird am Ende dieses Artikels beschrieben.

■ Alle anderen Bauteile, die nicht unter die M-HFHolzR fallen, können und werden also derzeit in der Herstellung bezüglich des Brand-schutzes nicht fremdüberwacht. Sie benötigen natürlich einen bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweis. Diese sind aber aktuell auch zum Teil schwebend, insbesondere wenn Bauprodukte hergestellt werden, die nicht genormt sind, da diese aktuell nach der M-VVTB nicht mit einem allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnis arbeiten können (siehe dazu weiter unten). Erschwerend kommt hinzu, dass Klassifizierungsberichte für K<sub>2</sub>60-Beplankungen in Deutschland nicht ohne Weiteres anwendbar sind.

Die Navigation ist also aktuell sehr schwierig. Eine kleine Hilfe wird aber zur Zeit von Mitarbeitern meines Lehrstuhls in München für eine open-source-online-Anwendung vorbereitet; sie wird der Praxis in Kürze zur Verfügung stehen, **Abb. 6** zeigt den Startbildschirm dieser Navigationshilfe. In [8] findet man außerdem eine aktuelle Gesamtbeschreibung der erforderlichen Nachweisführung im Holzbau. Bauteile, für die alle erforderlichen Nachweise vorliegen, sind ergänzend in der frei zugänglichen Datenbank [www.dataholz.eu](http://www.dataholz.eu) [9] verzeichnet.

Was natürlich im Fall der ungelösten Vorfertigungsfragen (siehe auch weiter unten) und der aktuellen baurechtlichen Bezügen immer als Ausweg dienen kann, ist eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung oder eine Zustimmung im Einzelfall. Ob die zuständigen Bauaufsichtsbehörden aber davon begeistert sein werden, wenn sie mit entsprechenden Anträgen überzogen werden, die nicht technisch, sondern

verfahrenstechnisch begründet sind, lassen wir besser offen – von Bauherren und Planerteams ganz zu schweigen.

Es gilt deshalb derzeit, pragmatisch zu bleiben: Wenn beispielsweise ein F90-B-Wandaufbau nach DIN 4102-4 verwendet werden soll und dann zur Sicherstellung einer Schutzzeit der brennbaren Materialien vor Entzündung (K<sub>2</sub>60-Kriterium) eine Gipsbeplankung von 2 x 18 statt 2 x 15 Millimeter erforderlich wird, dann kann man das nach meiner Auffassung ingenieurmäßig beurteilen und auf eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung verzichten. Das gelingt insbesondere dann, wenn der Ersteller des Brandschutznachweises eben nicht eine „Kapselung K<sub>2</sub>60“ verlangt, sondern „die Ausführung der brandschutztechnischen Bekleidung mit 2 x 18 mm Gipsfaserplatte oder Gipskartonfeuerschutzplatte“. Damit entfällt der mühsame europäische Bezug; oder im Brandschutzkonzept werden der Feuerwiderstand und eine Schutzzeit t<sub>ch</sub> (EN 1995-1-2) statt Kapselung verlangt. Im Übrigen naht eine weitere Hilfe durch die Neuausgabe der DIN 4102-4/A1. In diesem Normentwurf wird eine Tabelle mit Schutzzeiten von Beplankungen enthalten sein.

Ebenso kann man im Brandschutzkonzept und der Ausschreibung vorgefertigter Bauteile und den Nachweis der Sachkunde fordern, das heißt, mindestens eine Überwachung nach der *Richtlinie für die Überwachung von Wand-, Decken- und Dachtafeln für Holzhäuser in Tafelbauart nach DIN 1052 Teil 1 und Teil 3 (1992-06)*.

Eine Abstimmung mit den Beteiligten sollte man natürlich herbeiführen – vom Planer bis zum Ausführenden. Denn Letztere neigen inzwischen mit sehr geringer Hemmschwelle zur Anzeige von Behinderungen oder zur Verweigerung der Bestätigung geringfügiger Abweichungen.

Es ist zu hoffen, dass die gezeigten Unstimmigkeiten in der Nachweisführung in der Zukunft durch eine entsprechende Gestaltung der MBO in Verbindung mit der MVV TB gelöst werden können – und nachfol-



Foto: Engel, Lechner, TU München

Abb. 6: Startbildschirm der Navigationshilfe für den Holzbau der TU München

gend dann in den Landesbauordnungen in Verbindung mit den VV TB der Bundesländer. Mögliche Maßnahmen sind:

- Im Abschnitt C3 der MVV TB sollten wieder allgemeine bauaufsichtliche Prüfzeugnisse für Bauprodukte eingeführt werden, wie sie in der Bauregelliste A Teil 2 lfd. Nr. 2.1, 2.2 und 2.3 enthalten waren.
- Weiterhin sollten geringfügige Vorfertigungen von Bauarten (zum Beispiel Holztafelbau mit nur einer Beplankung, also offen und damit auf der Baustelle kontrollierbar) nicht als *Bauprodukte* sondern als *teilverfertigte Bauart* angesehen werden. Sie könnten nach technischen Baubestimmungen, nach allgemeinem bauaufsichtlichem Prüfzeugnis (entsprechend Tabelle C4 der MVV TB), nach allgemeiner Bauartgenehmigung, vorhabenbezogener Bauartgenehmigung beziehungsweise gemäß allgemein anerkannten Regeln der Technik als *Bauart* (§ 16a MBO) nachgewiesen werden und nur einer Bestätigung ihrer Übereinstimmung als *Bauart* gemäß einer der zuvor genannten Möglichkeiten (§ 16a (5) MBO) bedürfen.
- Für eine weitergehende Vorfertigung, die eine zerstörungsfreie Kontrolle der Bauteile nicht mehr ermöglicht, sollte der Begriff *teilverfertigtes Bauprodukt* eingeführt werden, zum Beispiel durch Ergänzung der Tabellen C2 und C3 in der MVV TB durch eine Anlage, eine Fußnote oder einen Abschnitt unter C1. Letzteres ist wahrscheinlich vorzuziehen, da Bauarten ja auch entsprechend eingeführten technischen Baubestimmungen errichtet werden dürfen.
- Dieses *teilverfertigte Bauprodukt* muss mit einer entsprechenden Leistungserklärung zu den bereits beinhalteten Schichten ausgeliefert werden, gegebenenfalls mit einer neuen Kennzeichnung für Teilvorfertigung – zum Beispiel „tÜ“ des Unternehmers A. Als Nachweis für das teilverfertigte Bauprodukt können eine Norm, ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis, eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder eine allgemeine Bauartgenehmigung herangezogen werden. Der Unternehmer A ist qualitätssichernd eigen- und fremdzuüberwachen. Auf der Baustelle wird das Bauteil durch den Unternehmer B ergänzt, zum Beispiel durch das Aufbringen weiterer Gipsbeplankungen. Das *teilverfertigte Bauprodukt* wird damit im heutigen bauaufsichtlichen Sinne Teil einer Bauart. Der Unternehmer B gibt abschließend eine Übereinstimmungsbestätigung nach Paragraph 21 der Musterbauordnung ab und bezieht sich dabei auf die beigelegte Leistungserklärung des Unternehmers A. Aus der Sicht des Autors wäre ein solches Vorgehen auf den Baustellen praktikabel und baurechtlich vertretbar.
- Da die für vorgefertigte Holztafelbauweisen nach C2.3.1.4 der MVV TB heranzuziehende *Richtlinie für die Überwachung von Wand-, Decken- und Dachtafeln für Holzhäuser in Tafelbauart nach DIN 1052 Teil 1 und Teil 3* (1992-06) sehr in die Jahre gekommen ist und zum Beispiel die Vorfertigung von Massivholzbauteilen überhaupt nicht abgedeckt ist, könnte eine entsprechenden Überarbeitung weiterhelfen und die bauaufsichtlich erforderlichen Bezüge vereinfachen. Eine Neuausgabe könnte als Teil der DIN 1052-Reihe erfolgen. Sie könnte Angaben für die anzuwendenden technischen Regeln machen, die Inhalte der Leistungsbeschreibungen und gegebenenfalls ergänzende Unternehmerbestätigungen bei Ausführung als *teilverfertigtes Bauprodukt* festlegen und Maßnahmen für bestimmte Stufen der Qualitätssicherung bei der Vorfertigung beschreiben. Welche anzuwenden ist, obliegt der Festlegung der Bauaufsicht. In der Branche besteht Konsens, dass die Stufe 2+ im Sinne der europäischen Übereinstimmungsverfahren sinnvoll wäre (Fremdüberwachung der Eigenüberwachung).

- Last but not least: Es ist und bleibt unverständlich, warum europäische Nachweise (Klassifizierungen) notifizierter Stellen auf der Grundlage europäischer Normen bisher in Deutschland nicht vollständig und gleichbedeutend für ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis verwendbar sind.

Den oben angeführten Verfahren kann man bereits heute sinngemäß folgen, wenn man entsprechende Absprachen trifft. Letztendlich geht es um die Sicherstellung der technischen Leistungsfähigkeit der Bauteile. Die von der Bauaufsicht angedeutete Möglichkeit, der Rechtsunsicherheit zu entkommen, indem man Bauarten bei der Vorfertigung im Werk selbst überwacht, kann man in Einzelfällen wahrnehmen. Aber da Herstellwerk und Baustelle oft sehr weit auseinander liegen, kann das keine allgemein gewollte Lösung sein. Reisezeit und Kosten dürften schnell das Budget der Prüfgebühren sprengen.

Bis zu einer sinnvollen Überarbeitung des Gesamtpaketes der baurechtlichen Regeln, wird es also immer mal wieder einer sinnvollen Vereinbarung unter den Baubeteiligten bedürfen – die bei sinnvollen Formulierungen im Brandschutzkonzept beginnt!

Und noch eine Schlussbemerkung: Die Problematik der Teilvorfertigung von Bauprodukten oder Bauarten betrifft nicht nur den Holzbau!

## 4 Literatur

- [1] TES EnergyFacade und smartTES - Forschungsvorhaben zu vorgefertigten Tafelbauelementen zur energetischen Bestandssanierung – Forschungsberichte und Planungshandbücher unter <https://www.ar.tum.de/holz/forschung/tes-energyfacade>
- [2] Kampmeier, B.; Winter, S.: Stand der Wissenschaft zum Brandschutz im mehrgeschossigen Holzbau. Bautechnik 92 (2015), Heft 6, S. 432-440 (mit weiterführenden Literaturverweisen)
- [3] Gräfe, M., Dietsch, P.: Vorspannung von Brettsperrholzkonstruktionen. Forschungsbericht. Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, TU München, 2018. Das Vorhaben wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative *Zukunft Bau* des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert. Aktenzeichen SWD-10.08.18.7-15.49
- [4] Köhler, J.; Dietsch, P.: Structural Timber Design. Engineering Structures. – Ergebnisse der COST action 1402. <https://www.sciencedirect.com/journal/engineering-structures/special-issue/10MTH6K55FB>
- [5] Schmid, J. et al.: COST action 1404 Fire Safe Use of Bio-Based Building Products. <https://costfp1404.ethz.ch>
- [6] Kaufmann, H.; Krötsch, S.; Winter, S. (Herausgeber): DETAIL-Atlas „Mehrgeschossiger Holzbau“. Detail Business Information GmbH, München 2017. ISBN: 978-3-95553-353-3 (Print)
- [7] Churkina, G.; Schellhuber, H. J. et al.: Buildings as a global carbon sink. Nature sustainability. Perspective. <https://www.nature.com/articles/s41893-019-0462-4>
- [8] Engel, T.; Lechner, M.: Baurechtskonformes Planen und Bauen mit Holz. Mikado plus. Weka Verlag, Juli 2019. ISSN 2366-0201.
- [9] dataholz.eu – Datenbank für baurechtliche verwendbare Holzbauteile <https://www.dataholz.eu>



# Skaio – Das erste hybride Holz-Hochhaus in Deutschland: 34 Meter hoch mit zehn Etagen und 60 Wohneinheiten Eine solide Kombination aus Stahlbeton und massivem Holz mit einem sicherheitstechnisch passgenauen Brandschutz

Mit insgesamt 5.685 Quadratmetern Bruttogeschossfläche, verteilt auf zehn Etagen, und mit einer Höhe von 34 Metern steht in Heilbronn das derzeit höchste Holz-Hybrid-Gebäude Deutschlands. Sein Name steht für *Himmel und Holz*: Skaio (Skai von Sky und o von Holz). Dieses technisch und ökologisch hochinteressante Gebäude ist als Bestandteil der Stadtausstellung anlässlich der Bundesgartenschau (BUGA) 2019 nach den Plänen des Berliner Architekturbüros Kaden+Lager gebaut worden. Das Sockelgeschoss dieses Skelettbau und sein Treppenhauskern sind aus Stahlbeton, Wände und Decken dagegen aus Holz. Als Fassadenbekleidung dienen Aluminiumplatten. Das sicherheitstechnisch passgenaue Brandschutzkonzept ermöglichte es, die Gebäudehülle mit Holzelementen auszuführen. Skaio wurde nach dem *cradle-to-cradle-Prinzip* entworfen (sinngemäß: vom Ursprung zum Ursprung), das Ende der 1990er-Jahre von dem deutschen Chemiker Michael Braungart und dem US-amerikanischen Architekten William McDonough entwickelt worden war. Es manifestiert den Willen zu einer durchgängigen und konsequenten Kreislaufwirtschaft. Erklärtes Ziel war deshalb bei diesem Projekt die bestmögliche Wiederverwertbarkeit der Elemente und Materialien von Anfang an. Der Holzbau trägt in diesem System erheblich zur Minderung von Kohlenstoffdioxid-Emissionen bei: Skaio lagert in rund 1.500 Kubikmetern Holz knapp 1.500 Tonnen Kohlenstoffdioxid ein.



**Dipl.-Ing. (FH) Susanne Jacob-Freitag** studierte Bauingenieurwesen (Konstruktiver Ingenieurbau) an der Hochschule Karlsruhe; von 1997 bis 2007 war sie Redakteurin bei einer Holzbau-Fachzeitschrift, seit 2007 schreibt sie als freie Journalistin schwerpunktmäßig über Ingenieur-Holzbau und Architektur; sie ist Inhaberin des Redaktionsbüros *manuScriptur* in Karlsruhe.



**Dipl.-Ing. (FH) Anders Übelhack** studierte 1996 Holzbau und Ausbau an der Fachhochschule Rosenheim und ist seit 2000 bei der heutigen ZÜBLIN Timber GmbH in Aichach beschäftigt, zunächst als Entwickler von Holzbausystemen, dann als Projektleiter für die Bauausführung von Reihenhäusern und Kindergärten und als Produktmanager für die Holzbausysteme LENO® und Soleno und schließlich als Berater von Bauherren, Architekten, Ingenieuren und Holzbaubetrieben für Projekte in Holzbauweise; seit 2009 ist Anders Übelhack Vertriebsleiter und Leiter der Akquisition bei ZÜBLIN Timber.

## 1 Einführung

Im Zuge der BUGA erhielt Heilbronn einen neuen Stadtteil. Insgesamt 145 Millionen Euro sind in das Gelände am Neckar geflossen. Das Land Baden-Württemberg hat die BUGA mit 58 Millionen Euro unterstützt – gut investiertes Geld, denn die BUGA Heilbronn war außer einer Blumenschau vor allem auch ein Stadtentwicklungsprogramm, das als Besonderheit eine Stadtausstellung bot, die die Gartenschau begleitete. Der Neckarbogen als neuer Stadtteil wurde zur BUGA-Eröffnung im April 2019 eingeweiht. Er ist im Rahmen des *Aktionsprogramms Wohnen* entstanden und im Zuge dessen das 34 Meter hohe, zehngeschossige Holz-Hybrid-Hochhaus Skaio. Skaio ist der aktuelle Höhen-Rekordhalter unter jenen Hochhäusern Deutschlands, die in wesentlichen Teilen aus Holz bestehen. Zwar gibt es einige wenige Holz-Hochhäuser der Gebäudeklasse 5, keines davon hat bisher aber die Hochhausgrenze von 22 Metern überschritten.

Skaio erhebt sich mit seiner imposanten Erscheinung direkt am Eingang des Geländes der Bundesgartenschau. Mit dieser prominenten Repräsentanz bildet Skaio die architektonische und städtebauliche Ambition der Stadtausstellung Neckarbogen ab und empfängt die Besucher als innovativer Wegweiser in die architektonische und bautechnische Zukunft.

Das Holzhochhaus besteht aus zwei Teilgebäuden, dem eigentlichen Zehngeschosser mit Außenabmessungen von etwa 23 auf 23 Meter und einem daran anschließenden, zurückgesetzten Sechsgeschosser (**Abb. 1** und **Abb. 2**).

## 2 Modular aufgebaute Grundrisse für flexible Raumgrößen

Skaio hat eine oberirdische Bruttogeschossfläche von 5.685 Quadratmetern und verfügt über insgesamt 3.300 Quadratmeter Wohnfläche. Von den 60 Wohnungen sind 25 öffentlich gefördert. Um die Wohnungen für alle Altersstufen und Lebensphasen attraktiv gestalten zu können, sind die Geschosse modular aufgebaut (**Abb. 3**), also so, dass sich Wohnflächen individuell zusammenlegen und wieder trennen lassen. Die im Standard offen und hell gestalteten Ein- bis Zwei-Zimmer-Wohnungen – mit rund 40 bis 90 Quadratmeter Wohnfläche – werden über den Erschließungskern mit Aufzügen und ein Sicherheitstreppehaus barrierefrei erreicht. Alle Wohnungen erhielten bodentiefe Fenster und sind mit Fußbodenheizung und Einbauküche ausgestattet. Der Großteil verfügt außerdem über eine Loggia. Das Holz bleibt innen weitgehend sichtbar.

Das Erdgeschoss bietet einen Waschraum, der mit Waschmaschinen versehen ist. Hier kommt aber auch eine vollwertige Küche zum gemeinschaftlichen Kochen unter. Dieser Ort soll den Bewohnern als Treffpunkt dienen. Fahrradstellplätze gibt es hier ebenfalls in großer Zahl, aber auch 45 Pkw-Stellplätze in der Tiefgarage.

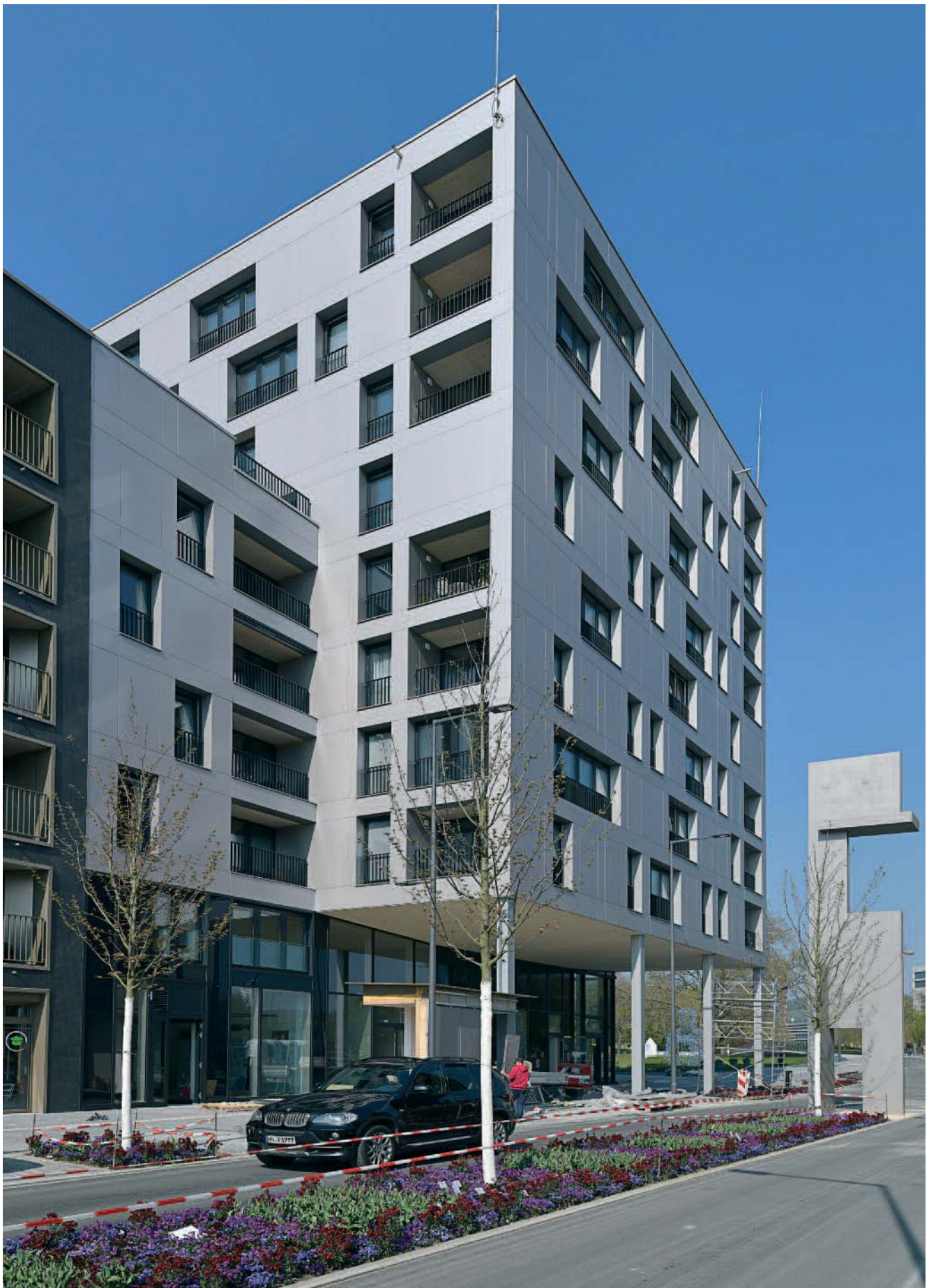


Foto: ZÜBLIN Timber GmbH/Thomas L. Fischer

Abb. 1: Seit April 2019 steht im neuen Heilbronner Stadtteil Neckarbogen das höchste Holz-Hybrid-Gebäude Deutschlands. Zur Eröffnung der Bundesgartenschau wurde der Zehngeschosser, dem ein Sechsgeschosser angegliedert ist, fertiggestellt. Als Prototyp soll er zukünftig für weitere Impulse im Holzhochhausbau sorgen (Architektur: Kaden+Lager).



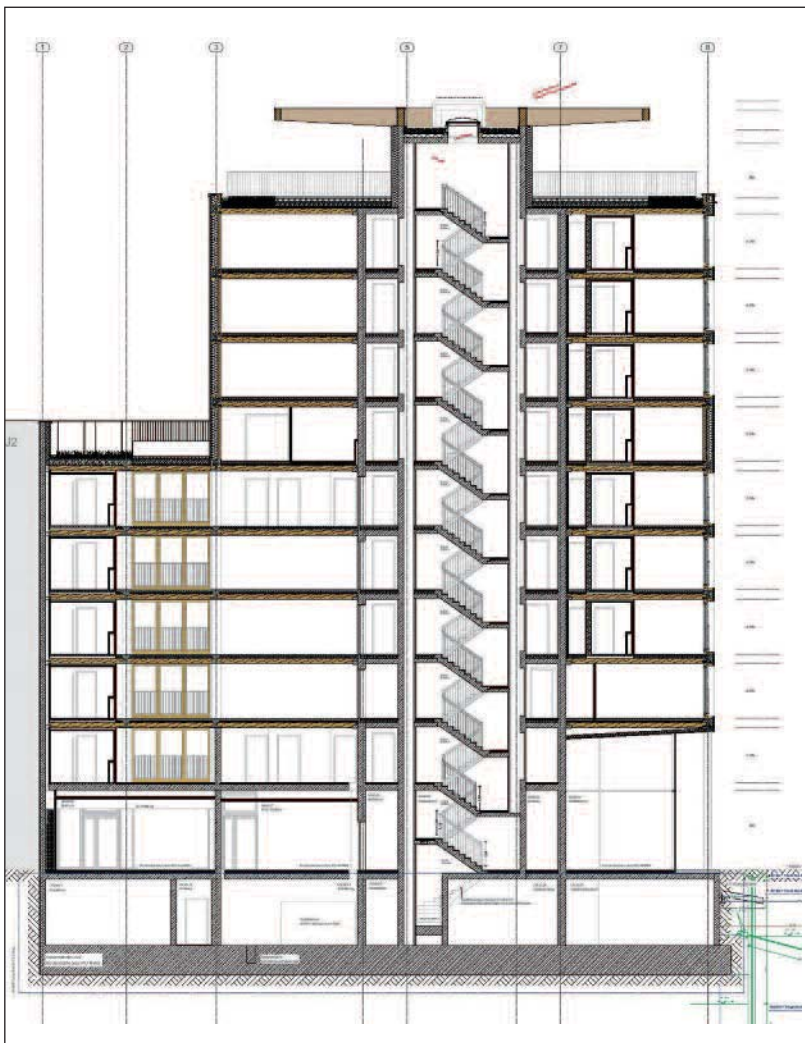


Abb. 2: Vertikalschnitt des Skaio

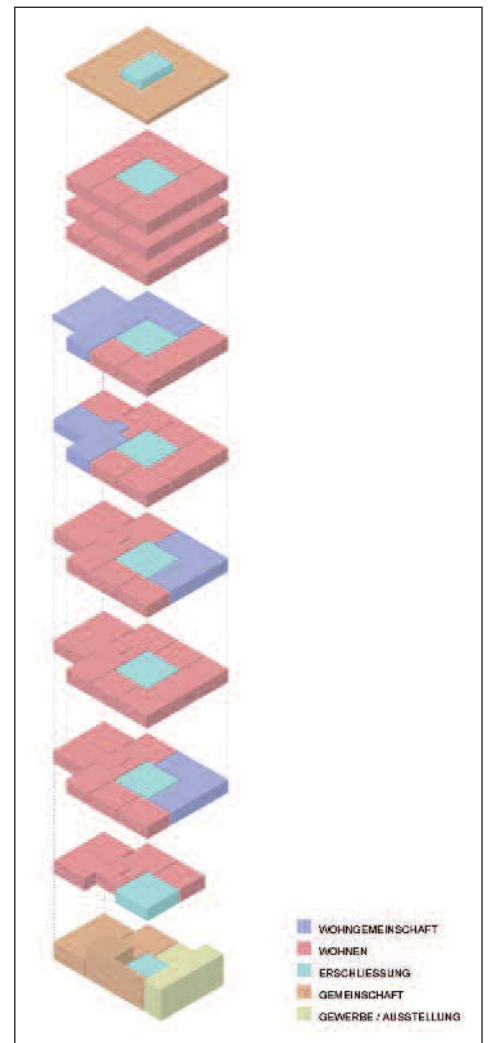


Abb. 3: Modulare Aufteilung der Geschosse

### 3 Das Tragwerk: Solider Zweiteiler aus Stahlbeton und Holz

Das Tragwerk des Holzhochhauses ist eine Kombination aus Stahlbetonkern und -sockelgeschoss, Holzskelett- und Holzmassivbau sowie Stahlträgern (Abb. 4 und Abb. 5). Dabei macht Holz den Großteil der Konstruktion aus. Für die tragenden Stützen haben die Planer Brett-schichtholz (BSH) gewählt, für Wände und Decken Brettsperrholz (BSP).

Das Erdgeschoss und das erste Obergeschoss des Skaio-Holzhochhauses sind gegenüber den weiteren acht Obergeschossen an der Südseite um 6,70 Meter und an der Ostseite um 2,75 Meter zurückgenommen, sodass hier eine Überbauung der Geh- und Radwege entsteht. Stahlbeton-Verbundstützen, die an der Gebäudeaußenkante angeordnet sind, tragen die Überbauung.

Das Treppenhaus und das gewerblich genutzte Sockelgeschoss dieses außergewöhnlichen Gebäudes sind aus Brandschutzgründen in Stahlbeton ausgeführt. Bei den darüber folgenden „Holzbau-Geschossen“ bilden rund 2,55 Meter hohe BSH-Stützen (b/h = 40 cm x 40 cm), BSP-Innenwände und spezielle Außenwand-Elemente aus einer Schicht BSP und einer davor angeordneten Holzrahmenbaukonstruktion die vertikalen Tragelemente.

Auf den BSH-Stützen in Außenwandebene lagern Riegel aus HEM-300-Stahlprofilen, die über die gesamte Gebäudelänge beziehungsweise Gebäudebreite als Durchlaufträger ausgeführt wurden. Dies war erforderlich, um die relativ großen Spannweiten zwischen den BSH-Stützen möglichst verformungsarm zu überbrücken. Die Stahlträger dienen den 24 Zentimeter dicken und 2,40 Meter breiten BSP-Decken-Elementen sowie den nichttragenden Außenwänden als Auflager (Abb. 6 und Abb. 7). Dabei spannen die Deckenelemente als Einfeldträger jeweils mit bis zu 6,50 Metern Länge zum Treppenhauturm, an den sie über Stahlwinkel angeschlossen sind (Abb. 8 und Abb. 9). In den Eckbereichen gibt es Stahlbetonwände, tragende Innenwände aus BSP oder Stahlträger, die als Zwischenaullager dafür sorgen, dass der Wechsel der Spannrichtung um den Treppenhauturm herum bewerkstelligt werden konnte.

Weitere Stahlunterzüge – ebenfalls aufgrund großer Spannweite – gibt es im Gebäudeinneren an der Übergangsstelle vom Zehngeschosser zum Sechsgeschosser (Abb. 10). Diese Unterzüge sowie weitere vereinzelt angeordnete, stützengelagerte Stahlunterzüge, aber auch einige ausschließlich Vertikallasten abtragende Innenwandscheiben aus BSP dienen den Massivholzdecken als zusätzliche Auflager.

Hier sei erwähnt, dass die Dachdecke mit 26 Zentimetern dicker ist als die Geschossdecken, und zwar aufgrund der Lasten, die für die Nutzung als Dachterrasse angesetzt werden mussten.

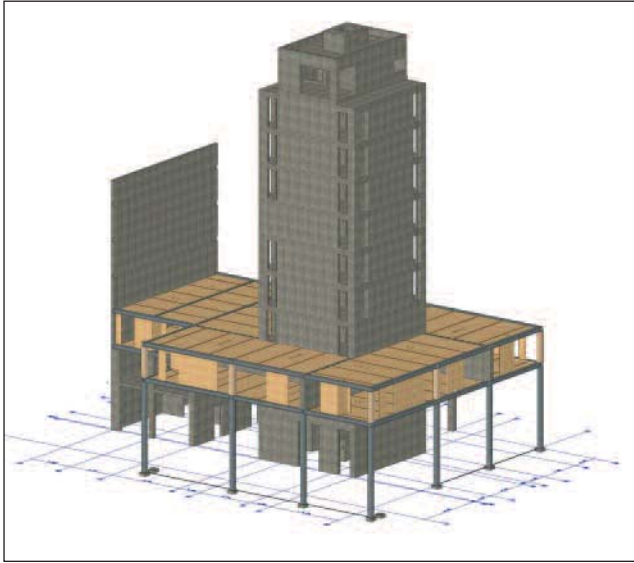


## HOLZBAU II

Insgesamt erfolgt die Gebäudeaussteifung sowohl über den zentralen Treppenhaukern, an dem das Holztragwerk angebunden ist, als auch über das räumliche Zusammenwirken des Skelettbaus mit den Deckenscheiben.

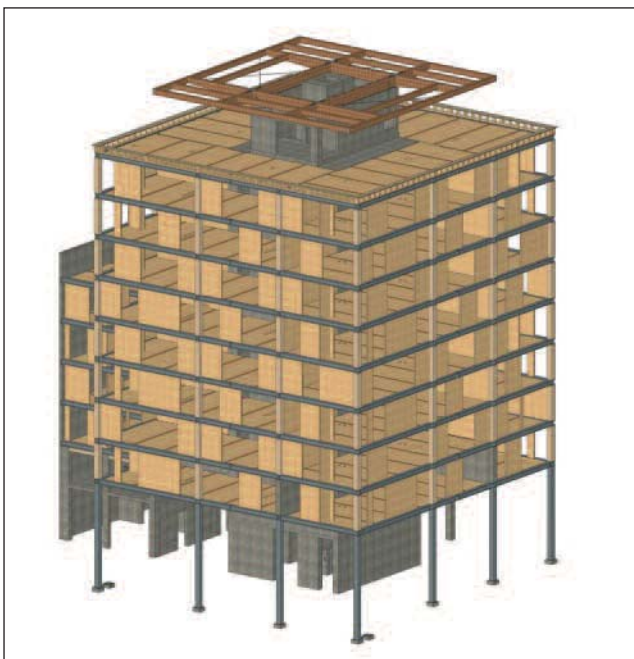
### 4 Holzrahmenbau-Wände mit Brettsperrholz-Rücken

Außer den Stützen und Decken lagern auch die nichttragenden Außenwände auf den HEM-300-Stahlprofil-Riegeln. Dabei handelt es sich um Holzrahmenbau-Wände mit einer überdimensionierten raumseitigen



Isometrie: Ingenieurbüro von Fragstein GmbH

Abb. 4: Stahlträger in Außenwandebene spannen von BSH-Stütze zu BSH-Stütze und dienen den BSP-Decken-Elementen als Auflager. Die Decken-Elemente dagegen spannen von den Stahlträgern jeweils zum Treppenturm und wechseln von Seite zu Seite die Spannrichtung.



Isometrie: Ingenieurbüro von Fragstein GmbH

Abb. 5: Holzbau des Skaio als Kombination aus Holzskelett- und Mассивbauweise

„Beklankung“ aus zwölf Zentimeter dicken BSP-Platten (Abb. 11, Abb. 12 und Abb. 13). Sie wirkt wie der stabile Rücken der davor stehenden Holzrahmenbau-Wand. Deren Schwelle und Rähm ( $d = 8 \text{ cm}$ ) sind entsprechend auf die BSP-Platte aufgeschraubt und fungieren als Rahmen für die 28 Zentimeter dicke Wärmedämmung. Dort, wo die Wandelemente an die Stützen anschließen, hat man die Seiten meist mit Stielen geschlossen, ebenso dort, wo sich Fensteröffnungen befinden.

Die BSP-Beklankung hat zum einen den Zweck, raumseitig die positiven Eigenschaften einer massiven Holz-Außenwand zu nutzen, zum andern hatte sie ursprünglich auch brandschutztechnische Gründe: Die Planer wollten sichergehen, dass die Wände als Außenwände eines Hochhauses einen Feuerwiderstand von 90 Minuten erreichen. Als dann später aufgrund der Auflage der Feuerwehr eine Sprinkleranlage eingebaut werden musste, hatten die Außenwände nur noch eine Feuerwiderstandsdauer von F30 zu leisten. Um aber dem Entwurf und dem Charakter des Gebäudes auch weiterhin gerecht werden zu können und um den Eindruck einer Massivholzwand zu erhalten, entschloss man sich, den Aufbau zu lassen. Außenseitig folgt abschließend noch eine Bekleidung aus Aluminiumplatten ( $d = 4 \text{ mm}$ ) auf einer hinterlüfteten Unterkonstruktion ( $d = 8 \text{ cm}$ ), sodass sich ein Wandpaket von rund 62 Zentimeter ergibt.

### 5 Deckenaufbau: Keine Verbundschichten wegen Wiederverwertbarkeit

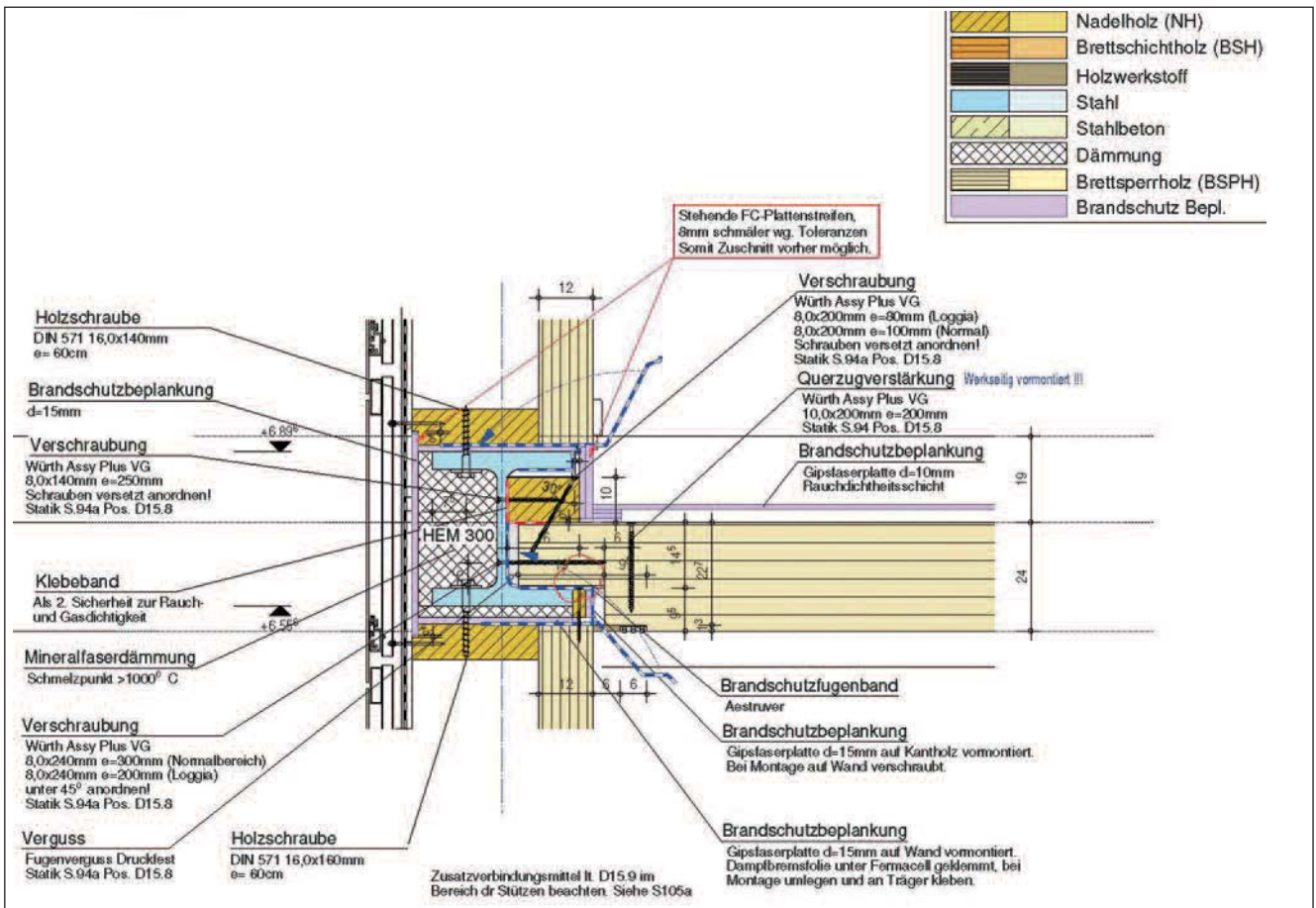
Der Schallschutz zwischen den Geschossen konnte durch einen vielschichtigen Deckenaufbau auf den 24 Zentimeter dicken BSP-Decken sichergestellt werden. Vorgabe dafür war allerdings, einen Aufbau ohne Verbundschichten zu wählen, also einen, bei dem man die einzelnen Schichten im Hinblick auf einen in ferner Zukunft liegenden Rückbau und Recycling wieder problemlos voneinander trennen und weiterverwerten könnte. Dies war nur mit einem vollständig trockenen Aufbau zu realisieren, sodass für die einzelnen Schichten vor allem Schüttungen infrage kamen, inklusive Installationsebene und Trockenestrich.

Doch ein solcher vergleichsweise leichter Aufbau bietet zum einen geringere Schallschutzleistungen als ein schwerer Aufbau, zum andern besteht aufgrund der unterseitig sichtbaren Holzdecke keine Kompen-



Foto: ZÜBLIN Timber GmbH

Abb. 6: Ein vorgefertigtes Außenwandelement mit großem Fenster und geschlossenen Seiten wird zwischen die Stützen eingefügt.



Zeichnung: Ingenieurbüro von Fragstein GmbH

Abb. 7: Anschluss-Detail Deckenscheibe an die Stahlträger in Außenwandebene

sationsmöglichkeit durch eine abgehängte Decke. Dennoch ist es gelungen, einen Aufbau mit einem bewerteten Norm-Trittschallpegel  $L_{nw}$  von 49 Dezibel zu entwickeln, der neben dem erforderlichen Schallschutz auch die notwendige Feuerbeständigkeit erfüllt; Letzteres etwa durch den zusätzlichen Einbau einer geschlossenen, rauchdichten Ebene aus Gipsfaserplatten.

Bei der Dimensionierung der Stützen war der Abbrand maßgebend. Das heißt, auf die statisch erforderlichen Abmessungen wurde das Dickenmaß an Holz aufgeschlagen, das entsprechend dem rechnerischen Abbrandverhalten innerhalb von 90 Minuten abbrennt und verkohlt. Der Restquerschnitt trägt dann die im Brandfall anzurechnenden Lasten. Für die „Kaltbemessung“ sind die Stützen daher um einiges überdimensioniert. Dafür konnte man auf eine Beplankung mit Gipsplatten verzichten und die Holzoberfläche der Stützen sichtbar lassen.

Für die Dimensionierung der 24 Zentimeter dicken Geschossdecken war dagegen das aus den Spannweiten resultierende Schwingungsverhalten der maßgebende Faktor.

## 6 Das Brandschutzkonzept für eine nicht regelkonforme Gebäudehülle

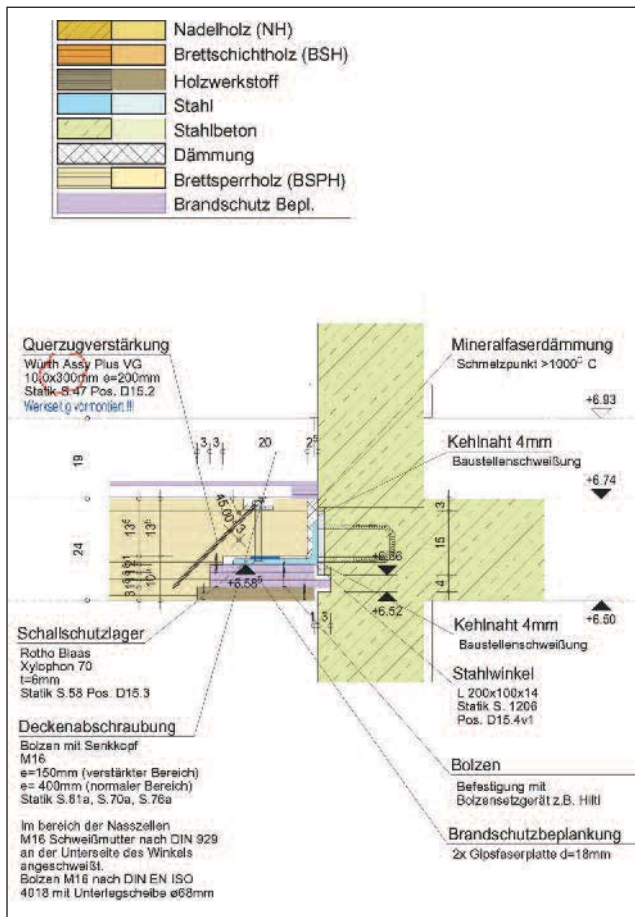
Die Anforderungen an den Brandschutz prägte die Detailausbildung von Anschlüssen und Knotenpunkten wesentlich, die allesamt feuerbeständig (F90/R(EI) 90) ausgebildet werden mussten. Zum einen galt es, die tragenden Anschlussteile durch teilweise mehrlagige Beklei-



Foto: ZÜBLIN Timber GmbH

Abb. 8: Die BSP-Decken-Elemente spannen von den Stahlträgern in der Außenwandebene zum Treppenhaukern. Zwischenaufleger (hier aus Stahlbeton) ermöglichen den Spannrichtungswechsel.





Zeichnung: Ingenieurbüro von Fragstein GmbH

Abb. 9: An der Treppenhauswand verankerte Stahl-Winkel dienen den ausgeklinkten BSP-Decken-Elementen als Auflager. Diagonal eingedrehte Schrauben fungieren als Querzugsicherung.

dungen aus Brandschutzplatten abzudecken, zum andern durch verschiedenartige Fugenabschlüsse in den Anschlussbereichen einen rauchdichten Raumabschluss herzustellen (Abb. 14).

Da die hier entwickelten Anschlussdetails keinem geprüften Standard entsprechen und sich demnach auch brandschutztechnisch nicht berechnen ließen, mussten die Planer ihre Details zusätzlich durch gutachterliche Bewertungen bestätigen lassen, etwa, dass der rauchdichte Raumabschluss durch die getroffenen Maßnahmen über mindestens 90 Minuten auch tatsächlich gegeben ist.

Bei einem Hochhaus besteht für den Fassadenbereich die Anforderung, dass zwischen den Geschossen eine mindestens ein Meter hohe Brüstung angeordnet sein muss und die für den Außenwandaufbau verwendeten Materialien nicht brennbar sein dürfen. Beides ist bei Skaio nicht der Fall. Durch den im Gebäude vollflächigen Einsatz einer speziellen Hochdruck-Wassernebel-Sprinkleranlage konnten die Planer mit Zustimmung der Feuerwehr die Gebäudehülle aber dennoch so ausführen.

Benötigt wird die Sprinkleranlage vor allem, um den durch die bodentiefen Fenster möglichen Brandüberschlag in ein darüber liegendes Geschoss zu verhindern. Sie wurde seitens der zuständigen Brandschutzdienststelle jedoch auch wegen der sichtbar belassenen Holzoberflächen an Außenwänden und Decken als erforderlich beurteilt, da diese als Erhöhung der Gesamtbrandlast bewertet wurden.

Ergänzt wird das Konzept durch ein sogenanntes Sicherheitstreppehaus mit vorgelagertem Vorraum, der die notwendigen Flure sowie die Wohnungseingänge vom eigentlichen Treppenraum und von den Aufzügen trennt. Das Ganze wurde mit einer Rauchschutzdruckanlage versehen, die den Treppenraum im Brandfall über ein Überdruck-Ge-



Foto: Bernd Borchardt

Abb. 10: Stützelagerter Stahlunterzug im Übergangsbereich vom Zehn- zum Sechsgeschosser





Foto: ZÜBLIN Timber GmbH

Abb. 11: Ein Holzrahmen-Element ohne Dämmung und ohne geschlossene Seiten wird eingehoben.



Foto: ZÜBLIN Timber GmbH

Abb. 12: Ein Holzrahmen-Element mit Dämmung im eingebauten Zustand

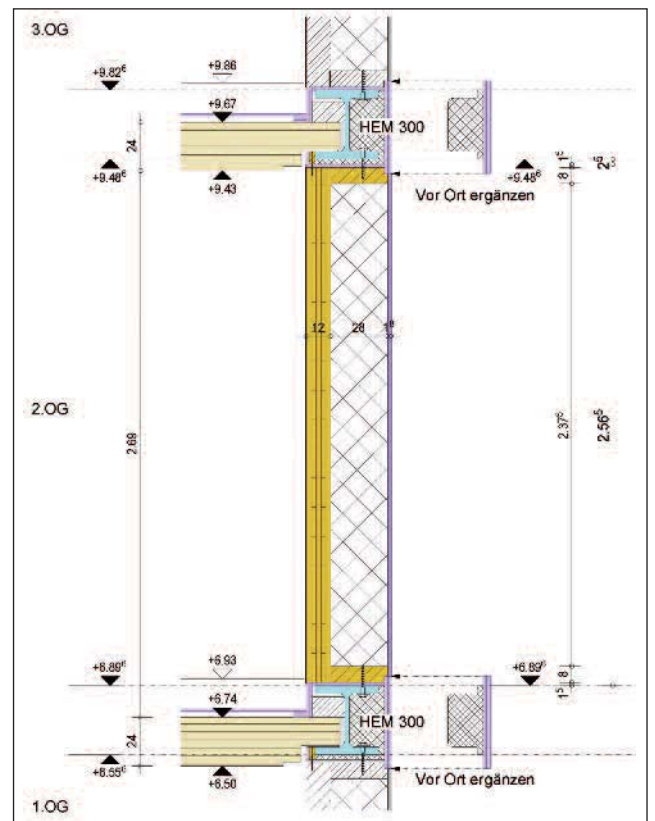
bläse rauchfrei hält. Dieses Sicherheitstreppenhaus stellt den einzigen Flucht- und Rettungsweg des Gebäudes dar.

## 7 Tragende Wohnungstrennwände bilden Fixpunkte bei Raumeinteilung

Da die Geschossgrundrisse maximal flexibel einteilbar konzipiert wurden, gibt es nur wenige tragende Innenwände. Dort, wo sie angeordnet sind, handelt es sich dann immer um BSP-(Wohnungs-)Trennwände. Beidseitige Brandschutzbekleidungen und Vorsatzschalen sorgen jeweils für die erforderliche Kapselung (Abb. 14) sowie für einen Schallschutz mit erhöhten Anforderungen. Die Holzoberflächen der Decken und Außenwände dagegen blieben sichtbar.

## 8 Passgenaues Puzzle für eine flexible Montage

Treppenhaustrum und Sockelgeschoss wurden zuerst erstellt. Dann folgte die Montage der Holzbaugeschosse. Alle vertikalen Bauteile sind so hoch wie das lichte Rohbaumaß von rund 2,55 Meter und wurden mit dieser Höhe vorgefertigt. Die Montage erfolgte Geschoss um Geschoss. Angefangen hat man mit dem umgürtenden Stahl-Durchlaufträger, es folgte die Montage der BSP-Decken-Elemente, die dann zu einer aussteifenden Scheibe verbunden wurden. Dazu hat man die Elemente an den Längsseiten ausgefälzt und über eingelegte, 18 Zentimeter breite und 27 Millimeter dicke Furnierschichtholz-Streifen miteinander verschraubt (Abb. 15).



Zeichnung: Ingenieurbüro von Fragstein GmbH

Abb. 13: Schnitt durch ein nichttragendes, holzrahmenbauähnliches Außenwand-Element mit raumseitig angeordneter, 12 Zentimeter dicker BSP-Platte als „Beplankung“ beziehungsweise stabilem Rücken

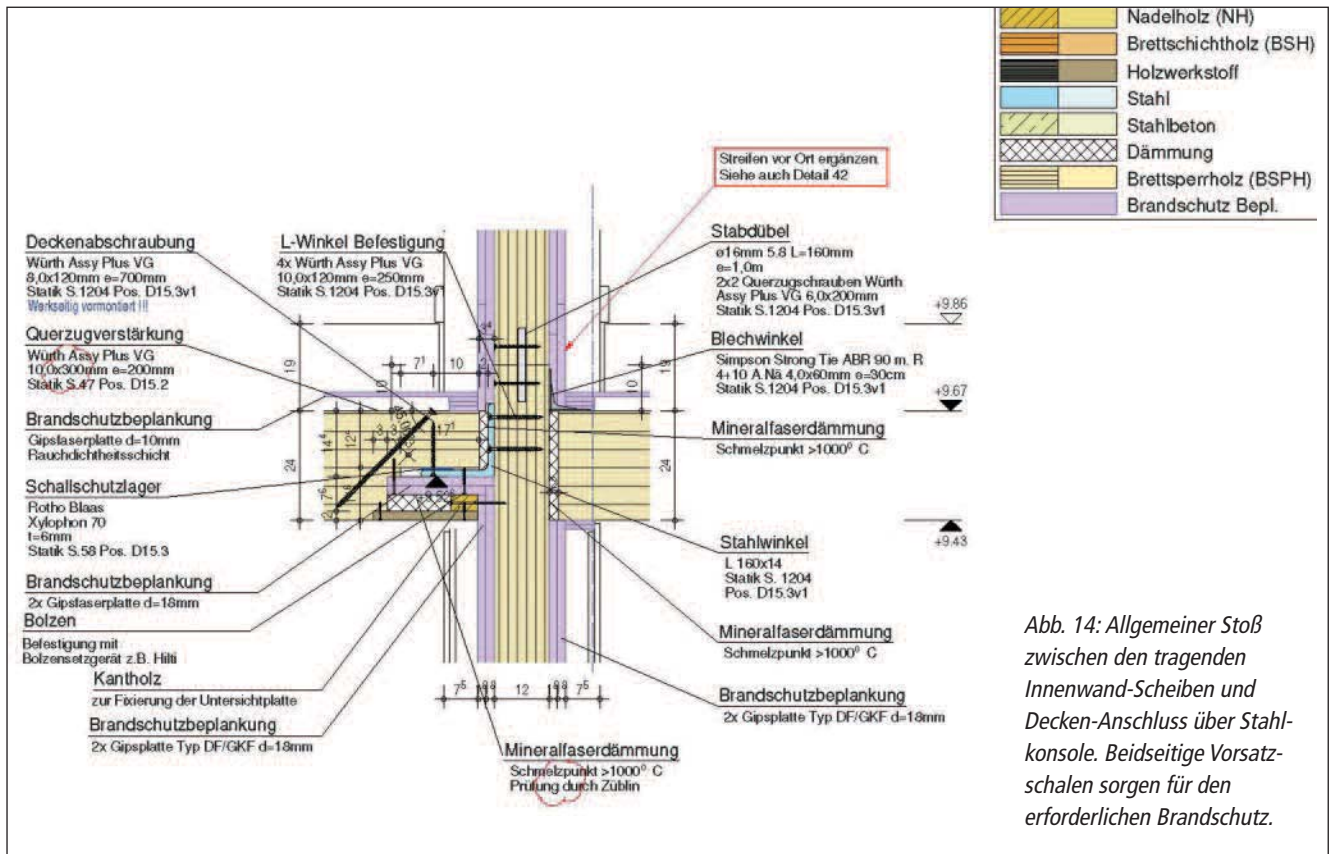


Abb. 14: Allgemeiner Stoß zwischen den tragenden Innenwand-Scheiben und Decken-Anschluss über Stahlkonsole. Beidseitige Vorsatzschalen sorgen für den erforderlichen Brandschutz.

Zeichnung: Ingenieurbüro von Fragstein GmbH

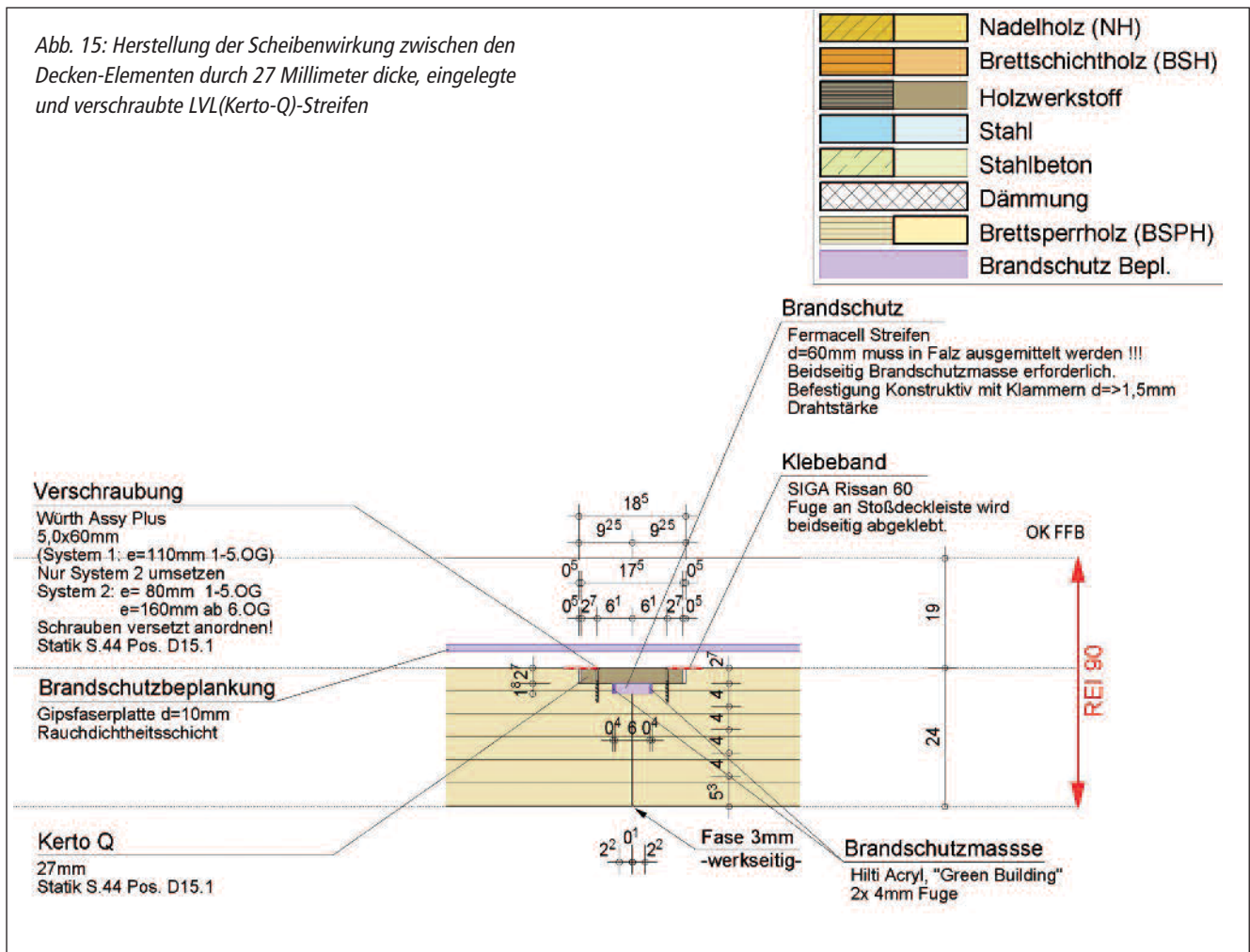


Abb. 15: Herstellung der Scheibenwirkung zwischen den Decken-Elementen durch 27 Millimeter dicke, eingelegte und verschraubte LVL(Kerto-Q)-Streifen

Zeichnung: Ingenieurbüro von Fragstein GmbH





Foto: Tabea Huth/Kaden-Lager

Abb. 16: Montage einer Stütze, die zwischen zwei Wandelemente eingefädelt wird. Passgenaue Vorfertigungsmaße machen es möglich.

Bei der Montage der vertikalen Elemente wurden üblicherweise die Stützen zuerst gestellt und dann die Wandelemente dazwischen platziert. Da sich die Bauelemente aufgrund ihrer Passgenauigkeit ohne Zwängungsprobleme ineinanderfügten, konnte die Reihenfolge der Montage auch ohne weiteres umgekehrt erfolgen; das heißt, die Wandelemente konnten zuerst gestellt und die Stützen anschließend dazwischen eingefädelt werden (Abb. 16).

Die Decken-Elemente sind zwischen den Flanschen der Stahlträger eingeschoben und auf dem unteren Flansch wie auf einer Konsole aufgelegt. Die darüber folgenden BSH-Stützen des nächsten Geschosses dagegen stehen auf den oberen Flanschen, sodass Stützen und Decke ebenengetrennt entkoppelt sind und Querdruckpressung auf den Decken dadurch kein Thema war.

Nach dem Stapelprinzip folgt also auf die erste Stützenreihe wieder eine Lage Stahlträger, dann wieder Stützen und so fort. Um einer Biegung der Flansche durch diese Punktlasten entgegenzuwirken, erhielten Fuß und Kopf der BSH-Stützen jeweils Stahlplatten zur gleichmäßigen Lastverteilung (Abb. 17). Ferner wurden in die Stahlträger an den Lastdurchleitungspunkten vertikale Stahlschwerer zwischen den Flanschen eingeschweißt.

Die Abstände der Stützen in Außenwandebene sind unterschiedlich groß. Sie liegen zwischen 6,70 und 8,70 Meter – also durchaus beachtliche Spannweiten für die Stahlriegel, weshalb sie relativ groß dimensioniert sind. Allerdings war für die Bemessung der HEM 300-Profile nicht die Tragfähigkeit maßgebend, sondern vor allem die Beschränkung der Durchbiegung im Hinblick auf die großen Fensteröff-



## HOLZBAU II

nungen in den Wandelementen. Sie musste auf ein absolutes Minimum begrenzt werden. Maximal drei Millimeter waren erlaubt. Das entspricht der maximalen Durchbiegung unter Vollast, bei der die Fensterrahmen nur minimale Verformungen erfahren und damit die Fenster stets problemlos geöffnet beziehungsweise geschlossen werden können.

Um eine schnelle und einfache Montage zu gewährleisten, entschloss man sich zudem, einen Teil der Bäder direkt in Raummodulen vorzufertigen. Das ermöglichte es, die vielen Gewerke in einem Bad auf kleinem Raum witterungsunabhängig und mit hoher Qualität auszuführen.

### 8 Eine ausgeklügelte Logistik ermöglicht eine fristgerechte Fertigstellung

Ein entscheidendes Kriterium für den schnellen Baufortschritt von Skaio war die ausgeklügelte Logistik auf Basis von LEAN Management. Dabei haben die Planer die optimalen Gewerkesequenzen für alle Bereiche mit sich wiederholenden Elementen entwickelt. Dadurch konnten die Holzbauteile im Aichacher Werk von ZÜBLIN Timber kontinuierlich vorgefertigt und in speziell zusammengestellten Bausätzen mit dem Lkw von dort zur Baustelle nach Heilbronn gebracht und direkt von der Ladefläche weg montiert werden. Dank dieser durchdachten Planung war es möglich, vor Ort pro Woche je ein Geschoss des Hybrid-Hochhauses zu errichten und die fristgerechte Fertigstellung zu garantieren.

### 9 Der Immissions-Schallschutz erhöht den Energiestandard der Gebäudehülle

Für den Wärmeschutz hat man sich an den zum Zeitpunkt der Planung gültigen EnEV-Standard (EnEV 2014 auf dem Anforderungsniveau von 2016) gehalten und damit für Skaio den Energiestandard eines KfW-Effizienzhauses 55 erreicht. Die Gebäudehülle kommt mit dem gewählten Wandaufbau der Außenwände in Holzbauweise auf einen U-Wert von 0,14 W/(m<sup>2</sup>K). Dieser ist allerdings auch den dreifach verglasten Fenstern zu verdanken, die die Planer wegen des in Zukunft zu



Foto: Tabrea Huith/Kaden+Lager

Abb. 17: Die quadratischen BSH-Stützen mit Lastverteilungsplatten an Fuß und Kopf liegen zur Montage bereit.

erwartenden Verkehrslärms an den über Eck am Haus vorbeiführenden Straßen als Immissionsschutz (Schallschutz vor Außenlärm) gewählt haben. In Verbindung mit einer relativ einfachen Belüftungstechnik über eine zentrale Abluftanlage und eine Zuluftzuführung durch Fensterfalzlüfter liegt der Primärenergiebedarf des Gebäudes um etwa 20 Prozent unterhalb der Anforderungswerte.

## Baufafel: An der Planung und Errichtung des höchsten Holz-Hybrid-Hochhauses Deutschlands haben mitgewirkt:

**Bauweise:** Holz-Hybrid-Bauweise (Treppenhaus aus Stahlbeton und Holzskelett aus BSH mit Stahlunterzügen und LENO®-Brettsperrholz-Decken und -Wänden)

**Bauzeit:** Januar 2018 bis April 2019

**Auftragssumme (netto):** 15,4 Millionen Euro für Skaio samt Anhang (schlüsselfertig ab Oberkante Kellerdecke, Planung inklusive Leistungsphase 5)

**Bauherr:** Stadtsiedlung Heilbronn GmbH, 74072 Heilbronn, [www.stadtsiedlung.de](http://www.stadtsiedlung.de), [www.leben-am-neckar.de](http://www.leben-am-neckar.de)

**Architektur:** Kaden+Lager GmbH, 10178 Berlin, [www.kadenundlager.de](http://www.kadenundlager.de)

**Generalunternehmer und Baupartner:** ZÜBLIN Timber GmbH, 86551 Aichach, [www.zueblin-timber.com](http://www.zueblin-timber.com), Ed. Züblin AG, Direktion Stuttgart, Bereich Heilbronn

**Tragwerksplanung, Bauphysik:** bauart Konstruktions GmbH & Co. KG, 36341 Lauterbach/10407 Berlin, [www.bauart-konstruktion.de](http://www.bauart-konstruktion.de)

**Brandschutz:** Dehne-Kruse Brandschutzingenieure, 38518 Giffhorn, [www.kd-brandschutz.de](http://www.kd-brandschutz.de)

**Arbeitsvorbereitung Holzbau:** Ingenieurbüro von Fragstein GmbH, 76829 Landau, [www.von-fragstein.com](http://www.von-fragstein.com)

**Gebäudetechnik:** IFB-Ingenieure GmbH, 75385 Bad Teinach-Zavelstein, <http://ifb.info>

## HERAUSGEBER

Bundesvereinigung der Prüfengeieure für Bautechnik e.V.  
Dr.-Ing. Hartmut Kalleja, Kurfürstenstr. 129, 10785 Berlin  
E-Mail: info@bvpi.de, Internet: www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

## REDAKTION

Redaktionsbüro Werwath, Drachenfelsstraße 39 A, 53604 Bad Honnef-Rhöndorf  
Tel.: 0 22 24/9 69 79 01, E-Mail: redaktion@bvpi.de

## TECHNISCHE KORRESPONDENTEN

**Baden-Württemberg:** Dr.-Ing. Ralf Egner, Freiburg

**Bayern:** Dr.-Ing. Markus Staller, Gräfelfing

**Berlin:** Prof. Frank Prietz, Berlin

**Brandenburg:** Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn, Herzberg

**Bremen:** Dipl.-Ing. Ralf Scharmann, Bremen

**Hamburg:** Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann, Hamburg

**Hessen:** Dr.-Ing. Ulrich Deutsch, Frankfurt am Main

**Mecklenburg-Vorpommern:** Dr.-Ing. Günther Patzig, Wismar

**Niedersachsen:** Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke, Braunschweig

**Nordrhein-Westfalen:** Dr.-Ing. Wolfgang Roeser, Aachen

**Rheinland-Pfalz:** Dipl.-Ing. Martin Hofmann, Mainz

**Saarland:** Dipl.-Ing. Gerhard Müller, Eppelborn

**Sachsen:** Dr.-Ing. Klaus-Jürgen Jentzsch, Dresden

**Sachsen-Anhalt:** Dr.-Ing. Manfred Hilpert, Halle

**Schleswig-Holstein:** Dr.-Ing. Johannes Vogt, Ascheberg

**Thüringen:** Dipl.-Ing. Volkmar Frank, Zella-Mehlis

**vpi-EBA:** Dr.-Ing. Markus Hennecke, München

## DRUCK

Vogel Druck und Medienservice, Leibnizstraße 5, 97204 Höchberg

## DTP

Satz-Studio Heimerl, Scherenbergstraße 12, 97082 Würzburg

Die meisten der in diesem Heft veröffentlichten Fachartikel sind überarbeitete Fassungen der Vorträge, die bei den Arbeitstagungen der Bundesvereinigung der Prüfengeieure für Bautechnik gehalten worden sind.

Der Inhalt der veröffentlichten Artikel stellt die Erkenntnisse und Meinungen der Autoren und nicht die des Herausgebers dar.

„Der Prüfengeieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr. Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.

Auflage: 5000 Exemplare









