



DER PRÜFINGENIEUR

Das Magazin der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik

- Sicherheit ist eine zwingende Staatsaufgabe
- EuGH-Urteil: Nationale Anforderungen verstoßen gegen EU-Recht
- Brandschutz-Eurocodes als Regelnorm für die Brandschutzbemessung
- Stahlbauleistungen für die Dachkonstruktionen der Elbphilharmonie
- Vorschläge und Impulse für eine moderne universitäre Baustatiklehre
- Konzept für den Nachweis der Systemtraglast massiver Wasserbauwerke
- Die Prüfung der Konstruktion der Elbphilharmonie Hamburg
- Probleme bei der Beurteilung des Restrisikos beschädigter Tragwerke

EDITORIAL

Dr.-Ing. Sylvia Heilmann	
Sicherheit ist eine zwingende Staatsaufgabe	4

NACHRICHTEN

Ergebnisse der normativen Aktivitäten von PRB und PiN	5
Ergebnis des Workshops der Initiative Praxisgerechte Normen	7
EuGH-Urteil: Die nationalen Anforderungen verstoßen mit ihren harmonisierten Bauprodukten gegen EU-Recht	8
Stellungnahmen der BVPI und des VBI zum EuGH-Bauprodukten-Urteil	10
DIBt-Informationen zum EuGH-Bauproduktenurteil	12
Die Bauverbände forcieren das digitale Planen und Bauen	13
Wolfram Jäger von der vpi Sachsen als Vorsitzender bestätigt	14
Prüfer und Sachverständige im Eisenbahnbau mit eigener Website	14
BÜV-Zertifizierlehrgang für Sachkundige Planer im Bereich Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen	15
Markus Staller zum Vorsitzenden der vpi Bayern gewählt	16
Qualitäts-Beirat für die Ausbildung der Sachkundigen Planer nach RiLi-SIB	16
Arbeitstagung 2015 der Bundesvereinigung der Prüferingenieure in Halle/Saale	17
Duensing als Nachfolger von Frank Puller neuer Vorsitzender der vpi Niedersachsen	18
23. Bautechnisches Seminar NRW: BIM, Software-Qualität, Bestandsbau und Betonertüchtigung	19
vpi Schleswig-Holstein beteiligt sich am Deutschlandstipendium	20

BRANDSCHUTZ

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jochen Zehfuß:	
Die Brandschutzteile der Eurocodes als neue Regelnorm für die Brandschutzbemessung von Bauteilen und Tragwerken/Welche Prämissen sind für die Brandschutzbemessung mit Naturbrandmodellen sinnvoll und wie werden sie geprüft?	21

STAHLBAU

Dipl.-Ing. Stefan Böhling:	
Ausführungsplanung und Ausführung der Stahlbauleistungen für die Dachkonstruktionen der Elbphilharmonie Hamburg/Die Handskizze eines Knotenpunktes beantwortet die Frage: Welcher Stab ist der Elefant und welcher ist die Mücke?	30

TRAGWERKSPLANUNG

Prof. Dr.-Ing. habil. Manfred Bischoff:	
Computerstatik und Tragwerksmodellierung – Vorschläge und Impulse für eine moderne universitäre Baustatiklehre/Ein Bauingenieur muss mehr als seine Software wissen und das Tragwerk nicht nur berechnen, sondern auch verstehen	40

VERKEHRSWASSERBAU

Dr.-Ing. Helmut Fleischer/Dipl.-Ing. Matthias Lutz:	
Konzept zum Nachweis der Systemtraglast massiver Wasserbauwerke auf Basis nichtlinearer Stoffgesetze/An mehreren Bauwerken konnte die Anwendbarkeit auch unter praktischen Bedingungen bereits bestätigt werden	48

BAUSTATISCHE PRÜFUNG

Dr.-Ing. Rainer Grzeschkowitz:	
Eine ingenieure Aufgabe ersten Ranges: Die baustatische Prüfung der Konstruktion der Elbphilharmonie Hamburg/Die potenziellen Verformungen des Tragwerks dürfen die gebogenen Scheiben der Glasfassade nicht beschädigen	58

KATASTROPHENSCHUTZ

Prof. Dr.-Ing. Norbert Gebbeken:	
Abriss oder Sanierung: Warum wird nach Katastrophen das Restrisiko beschädigter Tragwerke so divergent beurteilt?/Wir brauchen den Prüferingenieur für Katastrophenschutz als neutralen Fachmann für den baulichen Bevölkerungsschutz	67

IMPRESSUM

75

Sicherheit ist eine zwingende Staatsaufgabe



Dr.-Ing. Sylvia Heilmann
 Prüfsachverständige für Brandschutz; öffentlich bestellte und vereidigte Sachverständige für Brandschutz; im Vorstand der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) für Brandschutz zuständig

Die Frage, ob die Sicherheit in Gebäuden tatsächlich eine Staatsaufgabe sei, wird der Gesellschaft unter dem permanenten parlamentarischen Druck der optimalen Ressourcenverwaltung immer wieder vorgetragen. Auf diese Frage gibt es eine eindeutige Antwort, die nicht nur von den modernen Staatstheorien getragen wird, sondern ihre Wahrheit und Richtigkeit auch aus der Jahrhunderte alten Geschichte des Sicherheitsrechtes bezieht [1].

Die Gebäudesicherheit ist ein öffentliches Gut und Teil der inneren Sicherheit eines Staates. Sie ist damit uneingeschränkt eine Staatsaufgabe. Die Integrität der Gebäudesicherheit darf nicht durch den Markt geregelt werden, sondern muss staatlicher Kontrolle unterliegen. Nur dann ist sie verlässlich; nur dann kann sie ungestört wirken; nur dann sichert sie auch tatsächlich die körperliche Unversehrtheit des Einzelnen und der Gemeinschaft, die in Artikel 2 des Grundgesetzes der Bundesrepublik Deutschland als Grundrecht verankert sind.

Die Gebäudesicherheit ist konkurrenzlos. Sie kennt keine Rivalität. Sie ist da und nützt – oder sie ist nicht da, was schädlich ist. Sie zu generieren, bedarf es keines Ausgleiches zwischen Angebot und Nachfrage. Ließe man einen Marktausgleich zu, gäbe es keine Sicherheit, da der Aufwand (bestimmt von Preis und Kosten) dem subjektiven Risikoempfinden und den persönlichen Möglichkeiten des Einzelnen unterliegen würde, ohne freilich den entstehenden kollektiven Schaden ausreichend zu würdigen. Denn die gewohnten Gesetze für Angebot und Nachfrage würden in diesem Sektor unseres Daseins dazu führen, dass die Nachfrage nach Gebäudesicherheit sinkt – und irgendwann bleiben dann das Sicherheitsangebot und das Sicherheitsdenken ganz aus.

Die Gebäudesicherheit ist unteilbar. Es ist nicht möglich, Einzelne von dieser Sicherheit auszuschließen: entweder profitieren alle von der Sicherheit in einem Gebäude – oder niemand! Hier kann kein Ausschlussprinzip greifen; denn sicherheitsberechtigt sind alle oder keiner. Dabei umfasst die Gebäudesicherheit vor allen Dingen die Brand- und die Standsicherheit. Der Preis für diese Sicherheit muss von allen ge-

tragen werden. Das Solidarprinzip ist ausgeschlossen. Alle erhalten den gleichen Anteil an Sicherheit.

Gebäudesicherheit bedeutet Schutz von Leben, Gesundheit und Eigentum; und zwar auch unter den Risiken menschlicher Handlungsfreiheit. Jede Bedrohung, die sich aus dieser Handlungsfreiheit für den Einzelnen oder die Gemeinschaft ergeben kann, sei es aus Habgier, Geiz, Rachsucht, Neid oder Dummheit (oder was an menschlichen (Ab)gründen auch immer zutage treten könnte), muss durch legislative Prävention und staatliche Intervention verhindert werden.

Dabei darf – unter Zugrundelegung von Bewertungsmaßstäben und Grundsätzen, die für alle gleich und deshalb für alle gültig sind (was aber nicht zur Gleichgültigkeit führen darf) – die Handlungsfreiheit des Einzelnen natürlich nur soweit eingeschränkt werden, wie die Risikovermeidung es tatsächlich und konkret erfordert. Hier beginnt eine Gratwanderung, deren Ziel und Richtung rechtsstaatlicher Kontrolle unterliegen müssen, insbesondere im Bauwesen.

Die Abwesenheit von Sicherheit bedeutet ein erhebliches Quantum innerer Unsicherheit und letztlich Anarchie im Sinne gesetzlicher Herrschaftslosigkeit und Konfusion. Die innere Sicherheit ist damit eine bedingungslose Staatsaufgabe.

Wenn Gebäudesicherheit also ein öffentliches Gut ist, und wenn der Staat dieses öffentliche Gut im Auftrag der Allgemeinheit zu bewahren und das Leben und die Gesundheit jedes Einzelnen zu schützen hat, dann ist die staatliche und von jedweden Interessen unabhängige Kontrolle der Gebäudesicherheit zwingend.

Die Prüfingenieure für Standsicherheit und die Prüfingenieure für Brandschutz erledigen diese Staatsaufgabe konsequent seit vielen Jahrzehnten verlässlich, pflichtbewusst und mit großer Sorgfalt. Sie vertreten couragiert die Interessen des Staates und damit die Interessen der gesamten Bevölkerung, und sie kämpfen dabei nicht selten gegen starken marktpolitischen Lobbyismus oder monetäres Vorteilsdenken. Diesen Konflikten können sie aber nur dann im Interesse des Staates und der Gebäudesicherheit entgegen treten, wenn sie als Prüfingenieure staatlich legitimiert sind und wenn ihre Aufgabenerfüllung hoheitlich mandatiert ist. Nur dann kann die moderne Gesellschaft eine unabhängige und freiheitliche und nachhaltige Gebäudesicherheit erwarten.

P. Feuerhahn

[1] Siehe auch: Sylvia Heilmann: Die Entwicklung des Brandschutzes in Deutschland vom späten Mittelalter bis zur Moderne; unveröffentlichte Dissertation, TU Dresden 2015; Publikation in Vorbereitung; Verlag für Brandschutzpraxis, Pirna, Herbst 2015

Bericht über die bisherigen Ergebnisse der normativen nationalen und europäischen Aktivitäten von PRB und PiN

Die Notwendigkeit einer pränormativen Bearbeitung europäischer Normen ist auch politisch erkannt worden

Seit ihrer Einführung erfreuen sich die Eurocodes in der Praxis keines sonderlich großen Zuspruchs. Dies liegt unter anderem an ihrer komplexen Struktur mit Hauptdokumenten und zugehörigen nationalen Anhängen, dem deutlich größeren Umfang im Vergleich zur Vorgängergeneration der DIN-Normen und den vorhandenen Unstimmigkeiten beziehungsweise Überschneidungen der einzelnen Teile (siehe hierzu: [1], [2], [3], [4] und [5]). Mit dem Ziel, die Anwendbarkeit der zukünftigen Generationen der Eurocodes zu verbessern und ihre Akzeptanz in der Praxis zu erhöhen, haben bekanntlich zehn Verbände und Kammern des Bauwesens deshalb Anfang 2011 die Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB) gegründet. Parallel dazu schufen die Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) und der Verband Beratender Ingenieure (VBI) die Praxisinitiative Normung (PiN), die ergänzend zur PRB die Interessen der freiberuflichen Planer und Ingenieure in die Diskussion einbringt. PRB und PiN haben seit ihrer Gründung mit sechs Arbeitsgruppen mannigfaltige Aktivitäten entwickelt und in dieser Zeitschrift laufend darüber berichtet. Der folgende Bericht fasst den Stand dieser Aktivitäten seit dem letzten Statusbericht [6] zusammen.



Dr.-Ing. Eric Brehm

studierte Bauingenieurwesen mit dem Schwerpunkt Konstruktiver Ingenieurbau an der TU Darmstadt und der Universität von Calgary. In der Folge war er als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau an der TU Darmstadt und promovierte über die Zuverlässigkeit von Aussteifungsscheiben. Danach Tätigkeit als Tragwerksplaner und Gutachter in München, bevor er als Postdoc wieder an die Universität von Calgary ging und anschließend als Gutachter bis Ende 2014 dort tätig blieb. Brehm ist über einen Beratervertrag für die BVPI tätig und bearbeitet Aufgaben im Rahmen von PRB und PiN.

Die Wichtigkeit der Arbeit von PRB wird durch die Förderung im Rahmen der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesamts für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) bestätigt. Die großzügige Förderung in Höhe von 900.000 Euro wurde zunächst für die 1. (pränormative) Phase von PRB bewilligt. Diese Arbeiten sind mittlerweile weitestgehend abgeschlossen. Die Abschlussberichte über die Arbeiten der Projektgruppen 1, 2, 3, 5 und 6 liegen dem BBSR bereits (beziehungsweise in Kürze) vor und werden dort von Gutachtern eingehend geprüft. Auch die Phase 2 (Entwurfsphase) wird vom BBSR mit 400.000 Euro großzügig gefördert. Dies bestätigt der Fachwelt abermals, dass die Notwendigkeit einer pränormativen Bearbeitung der Normen auch politisch erkannt und die Bedenken der Praxis auf offene Ohren gestossen sind.

1 Europäischer Workshop in Berlin

Zwecks Präsentation der bisherigen Ergebnisse und mit dem Ziel, sich mit anderen europäischen Initiativen auszutauschen, die für die Verbesserung der Anwenderfreundlichkeit der Eurocodes ins Leben gerufen worden sind, hat die PRB am 4. und 5. Dezember 2014 in Berlin einen Workshop ausgerichtet, der sich reger Teilnahme aus dem europäischen Ausland erfreut hat. In über 40 Vorträgen wurden die verschiedenen Positionen und Arbeitsstände dargestellt. Auch wenn die Positionen in Teilbereichen voneinander abwichen, wurde doch erkennbar, dass eine Verbesserung der Anwenderfreundlichkeit in sämtlichen Ländern gewünscht wird, und dass diese nur über eine grenzübergreifende Zusammenarbeit erreicht werden kann. (Siehe hierzu auch den ausführlichen Bericht auf Seite 7).

2 Stand der Arbeiten in den Projektgruppen

2.1 Allgemeines

Die Projektgruppen (PG) 1 und 2 haben einen Vorschlag zur Vereinheitlichung von Verformungskennwerten erarbeitet. Diese sollen auf vier grundsätzliche Kennwerte begrenzt und mit den anderen Projektgruppen abge-

stimmt werden. Außerdem werden weiterhin in allen Projektgruppen die in den Eurocodes vorhandenen Formelzeichen überarbeitet und auf Notwendigkeit sowie Konsistenz geprüft.

2.2 Arbeitsstand der PG 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen

Die PG 1 hat Anfang April 2015 einen vorläufigen Abschlussbericht vorgelegt. Bei Redaktionsschluss befand sich dieser beim BBSR zur Einsichtnahme und Freigabe. Mit der endgültigen Version des Berichts ist bis Ende Mai zu rechnen.

Die bisher vorhandenen Untersuchungen zu Lastansatz und -kombinationen wurden durch Ergebnisse zum Thema Sicherheitskonzept bei nicht-linearer Berechnung und Ermüdung ergänzt.

2.3 Arbeitsstand der PG 2: Betonbau

Der Abschlussbericht über Phase 1 wurde im März 2015 dem BBSR zur Begutachtung vorgelegt. Eine detaillierte Zusammenfassung der bisher erreichten Ergebnisse kann [6] entnommen werden. Zusätzlich wurden die Arbeiten zu den Themen Durchstanzen, Bewehrungsregeln, unbewehrte Bauteile und Fertigteile rechtzeitig abgeschlossen und in den Abschlussbericht aufgenommen.

2.4 Arbeitsstand der PG 3: Stahlbau

Der Abschlussbericht lag bei Redaktionsschluss (Ende April 2015) noch nicht vor, hat aber als Entwurf bis zum 9. Mai 2015 vorgelegt werden sollen. In seiner endgültigen Fassung ist der Bericht am 20. Juni zu erwarten. Eine Zusammenfassung der bisher erreichten Ergebnisse ist im vorherigen Statusreport zu finden [6].

2.5 Arbeitsstand der PG 4: Holzbau

Die Projektgruppe 4 hat im März 2015 ihre Arbeit im Rahmen der Phase 1 aufgenommen. Mittlerweile laufen Untersuchungen zu den notwendigen Lastkombinationen beim Nachweis von Holztragwerken, zu Scheiben aus Holz und zur Stabilität von Druckgliedern aus Holz. Mit einem Abschlussbericht ist bis Ende 2016 zu rechnen.

2.6 Arbeitsstand der PG 5:

Mauerwerksbau

Der Abschlussbericht wurde dem BBSR im April 2015 vorgelegt. Dieser beinhaltet Untersuchungen aus fünf Teilprojekten: Materialkennwerte, Knicken, Großer Scheibenschub, Kleiner Scheibenschub und Analyse der nationalen Anhänge zu EN 1996. Im letzten Statusbericht konnten noch keine detaillierten Ergebnisse zur Arbeit der PG 5 vorgestellt werden. Dies wird im Folgenden nachgeholt. Detaillierte Ergebnisse der anderen Projektgruppen sind in [6] zu finden.

In Teilprojekt 1 wurden baustoffbezogene und ausführungsrelevante Aspekte aus den Bemessungsteilen EN 1996-1-1 beziehungsweise EN 1996-1-1/NA nach EN 1996-2 beziehungsweise EN 1996-2/NA überführt. Außerdem wurden die in EN 1996-1-1 vorhandenen Tabellenwerke zu Mauerwerksdruckfestigkeit und Steingruppen überarbeitet.

In Teilprojekt 2 wurde ein vereinfachter Ansatz zur Bestimmung der Knicktragfähigkeit erarbeitet. Dieser ermöglicht eine vereinfachte Erfassung des Kriechens, sodass es möglich ist, die Bemessung ohne Bestimmung einer zusätzlichen Kriechausmitte zu führen.

Die Ergebnisse von Teilprojekt 3 liefern ein neues umfassendes Nachweiskonzept für Scheibenschub, das mögliche Lastumlagerungen im Gebäude berücksichtigt.

Teilprojekt 4 schlägt ein überarbeitetes, vereinfachtes Konzept für den Schubnachweis vor. Teilprojekt 5 legte Inkonsistenzen der internationalen Ausgaben von EN 1996/NA offen.

2.7 Arbeitsstand der PG 6: Geotechnik

Der Abschlussbericht der PG 6 wurde im September 2014 vorgelegt. Mittlerweile ist die Projektgruppe mit der Fertigstellung der gestrafften Normenhandbücher zu EN 1997-1 und EN 1997-2 befasst. Außerdem wird die Kontrolle der Ergebnisse durch Vergleichsrechnungen fortgesetzt.

3 Ausblick

3.1 Allgemeines

Nach der vorwiegend fachlichen Bearbeitung der Eurocodes in Phase 1 („Pränormative Phase“ [1]), steht die Bekanntmachung der Ergebnisse in den nationalen und europäischen Fachgremien im Vordergrund. Zur Verdeutlichung der Ziele der Phase 2 („Entwurfphase“) wurden von PRB sogenannte

Leitplanken erarbeitet, die die Arbeit in vier Abschnitte unterteilen und die Schwerpunkte der Phase 2 definieren. Diese sind:

1. Einbringen der Vorschläge in die europäische Diskussion – Übersetzung, Berichte in englischsprachigen Fachzeitschriften etc.;
2. Analyse der Verbesserungsvorschläge und Einordnung in Kategorien – Vorschläge aus dem „Systematic Review“ der Eurocodes kategorisieren und priorisieren;
3. fundierte Auseinandersetzung mit den Vorschlägen anderer Länder – Vergleichsrechnungen zur Bewertung der Vorschläge und fachlicher Austausch mit europäischen Kollegen;
4. Abwägung der Alternativen.

3.1.1 Ausblick auf die Arbeiten der PG 1

Die Anträge zur Phase 2 wurden bewilligt, sodass die Arbeiten zügig voranschreiten können. Im Fokus steht in PG 1 die Kommunikation über die Ergebnisse innerhalb Europas. In fachlicher Hinsicht werden im Wesentlichen vier Themen forciert:

1. Die Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte und deren Verifikation;
2. redaktionelle Überarbeitung von EN 1990 hinsichtlich einer „schlankeren“ Form;
3. Aufnahme von konsistenten Regeln für nicht-lineare Berechnungsverfahren;
4. Erarbeitung einer deutschen Haltung zum Reliability Management (EN 1990, Anhang B) und Sicherstellung der Erhaltung der Vorteile des deutschen Marktes (bautechnische Prüfung).

Aus der Sicht der BVPI wird vor allem Punkt 4 von erheblicher Bedeutung sein.

3.1.2 Ausblick auf die Arbeiten der PG 2

Die Anträge der PG 2 im Rahmen der Phase 2 wurden bewilligt. Die Arbeiten an den Themen

- Rissbreitenbegrenzung,
- Querkraft und Spannbeton,
- Dauerhaftigkeit,
- Stabwerke,
- Bewehrung,
- Torsion und Konstruktionsregeln,
- Fertigteile,
- Verformungen und unbewehrte Bauteile, Schubfugen und Ermüdung sowie eine Optimierung zum Durchstanzen auf Basis einer neuen Versuchsreihe

laufen bereits. Erste Ergebnisse sind ab Juli 2015 zu erwarten.

3.1.3 Ausblick auf die Arbeiten der PG 3

In Phase 2 wird der Fokus auf dem Transfer der Ergebnisse nach Europa liegen. Dazu wurden Anträge zu den Themengebieten Bemessungsregeln für den Hochbau und Anschlüsse und plattenförmige Bauteile gestellt. Die Bewilligung dieser Anträge seitens PRB steht noch aus.

3.1.4 Ausblick auf die Arbeiten der PG 5

Die Ergebnisse des Abschlussberichts werden momentan noch geprüft, bevor entsprechende weitere Anträge der PG 5 für Phase 2 freigegeben werden. Vorgeschlagene Themen beinhalten die Erweiterung der Anwendungsgrenzen für das vereinfachte Verfahren, den Entfall des Nachweises der Mindestauflast für tragende Wände, die praxisgerechte und realitätsnahe Bemessung von Ausfachungsflächen sowie die genauere Erfassung der Umlagerungseffekte der Einwirkungen aus Wind zwischen unterschiedlichen aussteifenden Wänden.

3.1.5 Ausblick auf die Arbeiten der PG 6

Neue Forschungsanträge konzentrieren sich auf verschiedene Aspekte von Pfahlgründungen sowie seismischem Grundbruch.

4 Literatur

- [1] Cornelius, Volker: Bestandsaufnahme und Ziele der pränormativen Arbeit der Ingenieure. Der Prüflingenieur 40 (Mai 2012), S. 50-56
- [2] Hertle, Robert: Eurocodes 2015 – Das ist unsere Angelegenheit. Der Prüflingenieur 38 (April 2011), S. 4-5
- [3] Meyer, Lars: Die Initiative PraxisRegeln-Bau kann erste konkrete Ergebnisse nachweisen. Der Prüflingenieur 39 (Oktober 2011). S. 12-13
- [4] Meyer, Lars: Die Eurocodes 2020 müssen den Stand der Technik repräsentieren und nicht den Stand der Wissenschaft. Der Prüflingenieur 43 (November 2013), S. 61-67
- [5] Prokop, Ines: Die Arbeit an der Verbesserung und Vereinfachung der 3. Generation Eurocodes ... Situationsbericht über die Ziele, Tätigkeiten und Erfolge der beiden pränormativen Initiativen PRB und PiN. Der Prüflingenieur 42 (Mai 2013), S. 10-13
- [6] Prokop, Ines: Bericht über die pränormative und normative Arbeit der Bauingenieure an den nächsten Eurocodes. Der Prüflingenieur 45 (November 2014), S. 14-22
- [7] Nußbaumer, M.; Hertle, R. & Meyer, L. (Hrsg.): Proceedings of the First PRV-Workshop on Contributions for the Ease of Use of the Eurocodes, Beuth Verlag, Berlin, 2014, ISBN 978-3-410-25201-6

Das Ergebnis des ersten internationalen Workshops der Initiative Praxisgerechte Normen übertraf die Erwartungen

Die Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB) hat im Dezember in Berlin einen ersten internationalen Workshop durchgeführt. Sein Erfolg als kollegialer europäischer Erfahrungsaustausch im Interesse der Praxistauglichkeit der Baunormen hat viele Erwartungen übertraffen und die PRB ihrem Ziel etwas näher gebracht, auch auf europäischer Ebene „Motor zu sein für die professionelle Vorbereitung und Formulierung praxisgerechter europäischer Regelwerke im Bauwesen“, damit „Normen künftig eine Hilfe sind und kein Hemmnis oder Risiko“.

Der PRB-Workshop war mit 90 Teilnehmern und einem konstruktiven Meinungsaustausch ein großer Erfolg. Erstmals seit ihrer Gründung vor knapp vier Jahren hatte die deutsche Initiative PRB Vertreter aus anderen europäischen Ländern zu einem Treffen nach Berlin eingeladen. Dabei standen an den zwei Konferenztagen zwei zentrale Themen im Blickpunkt der Vorträge und Diskussionen:

- der Austausch über die unterschiedlichen Erfahrungen mit den Eurocodes in den verschiedenen Ländern,
- die Beratung der Ansätze, die zur inhaltlichen Verbesserung der Eurocodes in den vergangenen Jahren von den PRB-Projektgruppen erarbeitet worden sind.

Im ersten Tagungsblock berichteten Normungsexperten aus Dänemark, Frankreich, Großbritannien, Italien, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, der Schweiz, Schweden und Spanien über den Stand der Einführung und die praktische Anwendung der Eurocodes in ihren Ländern. Dabei waren sich alle Referenten und die Zuhörerschaft in einem Punkt einig: der enorme Umfang der Eurocodes erschwert deren Anwendung. Von den Vortragenden wurde vielfach der Wunsch nach verbesserter Lesbarkeit der jeweiligen Eurocodes geäußert. Um die Anwendung der europäischen Bemessungsnormen zu erleichtern, sind in vielen Ländern eigene nationale Kurzfassungen oder Kommentare erarbeitet und veröffentlicht worden.

Große Unterschiede gibt es in Europa bezüglich der verbindlichen bauordnungsrechtlichen Einführung der Eurocodes. In einigen Ländern, beispielsweise in Norwegen, Schweden und in Deutschland, sind die Inge-



DIE VORTRÄGE des 1. Internationalen Workshops der Initiative Praxisgerechte Regelwerke im Bauwesen (PRB) sind in einem englischsprachigen Tagungsband veröffentlicht worden, der beim Beuth-Verlag als gedrucktes Buch (Bestell-Nr. 2501) oder als E-Book (Bestell-Nr. 25196) zum Preis von jeweils 64 Euro (beide zusammen für 83,20 Euro) auf der Webseite des Beuth-Verlages bestellt werden kann.

www.beuth.de

niere für die Tragwerksplanung zur Anwendung der Eurocodes verpflichtet, da die nationalen Bemessungsnormen außer Kraft gesetzt wurden. In anderen Ländern, wie Frankreich, Großbritannien und Spanien, ist die Anwendung der Eurocodes bislang nur für öffentliche Bauten obligatorisch. Charles Goodchild vom britischen TCC (The Concrete Center) berichtete, dass nach neuester Statistik etwa 45 Prozent der Bauvorhaben in Großbritannien mit den Eurocodes bemessen werden. In der Schweiz wiederum dürfen die nationalen SIA-Normen des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins (SIA) nach wie vor uneingeschränkt angewendet werden. Der Schweizer Hans Rudolf Ganz betonte die Vorteile der kompakten SIA-Normen, die mit den Eurocodes kompatibel sind.

Insgesamt wurde deutlich, dass die ungleiche bauordnungsrechtliche Einführung der Eurocodes in den jeweiligen Ländern ganz unterschiedliche Erwartungshaltungen an die Eurocodes bewirkt. Daher ist die angestrebte gesamteuropäische Harmonisierung der Eurocodes für die Mitarbeiter der Normungsgremien eine große Herausforderung.

Nach den Berichten aus Europa stellten Mitarbeiter der PRB-Projektgruppen ihre Vorschläge zur Verbesserung der Anwenderfreundlich-

keit der Eurocodes vor. Im Fokus des ersten Veranstaltungstages standen die Eurocodes 0 und 1, am zweiten Tag waren es die Eurocodes 2 und 7. Erfreulich war, dass die Anregungen der PRB für die Überarbeitung der Eurocodes auch von bislang vermeintlichen Skeptikern der Initiative PRB aus Europa überwiegend offen aufgenommen wurden. Die konstruktiven Diskussionen des Workshops forcierten bei allen Teilnehmern das Überdenken der eigenen Position. So bestätigte die Veranstaltung, dass nur durch den Gedankenaustausch der unterschiedlichen interessierten Kreise ein Kompromiss möglich wird.

Zur Fortsetzung und Ausweitung des Dialoges wird eine Folgeveranstaltung anvisiert. PRB-Ziel ist es, zukünftig auf die Entscheidungsfindungsprozesse in Europa noch stärkeren Einfluss nehmen zu können, damit die Normen für die Tragwerksbemessung in Europa praxistauglich bleiben.

Die Vorträge der Tagung wurden in einem englischsprachigen Tagungsband zusammengefasst und können über den Beuth-Verlag gedruckt (Bestell-Nr. 2501) oder als E-Book (Bestell-Nr. 25196) jeweils zum Preis von 64 Euro (Kombipaket: 83,20 Euro) auf der Webseite des Beuth-Verlages (www.beuth.de) bestellt werden.

Dr.-Ing. Ines Prokop

EuGH-Urteil: Die nationalen Anforderungen an harmonisierte Bauprodukte verstoßen gegen EU-Recht

Ist das ein Schritt zur zivilrechtlichen Sicherstellung von Leistungsanforderungen der verwendeten Bauprodukte?

Mit Urteil vom 16. Oktober 2014 hat der Europäische Gerichtshof festgestellt, dass Deutschland in drei Fällen gegen die EU-Bauproduktenrichtlinie verstoßen hat, weil es zusätzliche nationale Anforderungen an harmonisierte Bauprodukte gestellt hat. Was bedeutet dieses Urteil für nationale Anforderungen an harmonisierte Bauprodukte? Diese Frage beantwortet hier der stellvertretende Vorsitzende des Vorstandes der Deutschen Gesellschaft für Baurecht, Ministerialdirektor a. D. Rechtsanwalt Michael Halstenberg von der Düsseldorfer Rechtsanwaltskanzlei HFK (LLP). Er schlussfolgert, das Urteil könne – auf längere Sicht und im Licht der fortschreitenden europäischen Harmonisierung gesehen - dazu führen, dass Bauherren künftig die Erfüllung der Anforderungen an die Gebäude im Einzelfall häufiger nachweisen müssen. Damit wäre ein erster Schritt zu einem zivilrechtlich geprägten Bauproduktenrecht getan*.

1 Einleitung

Harmonisierte Normen stellen an Bauprodukte nicht immer die Anforderungen, die sich die EU-Mitgliedstaaten im Hinblick auf die Bauwerkssicherheit wünschen. Die Frage ist daher, ob die Mitgliedstaaten die angestrebte Bauwerkssicherheit durch zusätzliche nationale Anforderungen an Bauprodukte sicherstellen dürfen, wenn es für diese bereits eine harmonisierte technische Spezifikation gibt.

** Dass wir unseren Lesern diesen für die Prüfengeure und ihre Auftraggeber grundsätzlich wichtigen Beitrag offerieren können, verdanken wir der freundlichen Genehmigung des Österreichischen Instituts für Bautechnik (ÖIB), das diesen Beitrag in seinem Fachmagazin für Baurecht und Technik aktuell (Heft 1/2015) zuerst veröffentlicht hat.*

Bei der Lektüre des Artikels sollte übrigens beachtet werden, dass er im Wesentlichen auf die aktuelle Rechtslage abstellt und nicht auf die vormalige Bauproduktenrichtlinie 89/106 EWG.

1.1 Nationale Anforderungen an Bauwerke sind möglich

Unbestritten ist, dass die Mitgliedstaaten nationale Anforderungen an die Sicherheit von Bauwerken (Standicherheit, Brandschutz, Schallschutz, Wärmeschutz) stellen können. Diese sind aber schon wegen der klimatischen Bedingungen in den Mitgliedstaaten unterschiedlich [1].

Feststeht auch, dass Sicherheit bei Bauwerken letztlich nur erreicht werden kann, wenn die Bauprodukte, aus denen die Bauwerke bestehen, dauerhaft eine ausreichende Qualität haben. Man muss aber zur Kenntnis nehmen, dass in Bezug auf die Sicherheit im Sinne einer Verlässlichkeit von Bauprodukten unterschiedliche Ansätze denkbar sind.

Deutschland hat, ebenso wie andere Mitgliedstaaten, seit jeher gesetzliche (Mindest-) Anforderungen an Bauprodukte gestellt [2]. Daher setzt der Einsatz sicherheitsrelevanter Bauprodukte oft auch nationale Verwendbarkeitsnachweise voraus. Das ist bauordnungsrechtlich, das heißt, öffentlich-rechtlich geregelt.

1.2 Zivilrechtliche Lösungsansätze

Der alternative Ansatz ist ein zivilrechtlicher. Er geht davon aus, dass der Bauherr oder das Bauunternehmen die nationalen (Sicherheits-) Anforderungen an das Bauwerk kennen und daher Bauprodukte auswählen, mit denen sie diese Sicherheitsanforderungen erfüllen können. Da sie die Eigenschaften eines Produkts ohne aufwendige Prüfungen nicht feststellen können, fordern sie die erforderlichen Angaben und Nachweise vom Hersteller. Nur wenn sich dieser ausreichend erklärt und kaufvertragsrechtlich Gewähr für sein Produkt übernimmt, wird es verwendet. Dieser Ansatz gewährleistet einen breiten Wettbewerb. Denn dieses System versetzt den Kunden in die Lage, auch Produkte zu wählen, die weniger leistungsfähig sind. Er kann zum Beispiel einen Dämmstoff mit einem schlechten „Dämmwert“ (Lambdawert) wählen, dafür aber mehr Dämmstoff einsetzen und damit auf „andere technische Weise“ die gesetzlich festgelegten Energiebedarfswerte für ein Gebäude erreichen. Wesentliche Voraus-

setzung ist aber, dass die Herstellererklärungen vergleichbar sind.

Diese Überlegung stimmt weitgehend mit dem Konzept der EU-Kommission überein. Danach soll der Verwender im Interesse des Wettbewerbs selbst entscheiden, auf welche Weise und mit welchen Bauprodukten er die nationalen Sicherheitsanforderungen an Bauwerke erreichen will. Der nationale Gesetzgeber soll nur das Schutzziel „Bauwerksicherheit“ vorgeben. Als Ausgleich hat der Verwender die Möglichkeit, den Hersteller von mangelhaften Bauprodukten haftungsrechtlich in Regress zu nehmen [3].

1.3 Prinzipielle Gleichwertigkeit öffentlich-rechtlicher und zivilrechtlicher Lösungen

Weil beide Ansätze auf die Erfüllung der Bauwerksanforderungen abzielen, gäbe es prinzipiell gar kein Konfliktpotenzial, falls die im Interesse des Binnenmarktes erarbeiteten harmonisierten Normen (EN-Normen) tatsächlich alle Anforderungen an Bauprodukte erfassen würden, die im Hinblick auf die Erfüllung der Grundanforderungen an die Bauwerke [4] in allen Mitgliedsstaaten erforderlich sind. Denn die Grundanforderungen bilden nichts anderes ab als die Sicherheitsanforderungen der Mitgliedstaaten.

Das ist eigentlich auch Ziel der Bauproduktenverordnung (BauPVO). Daher sollen die Wesentlichen Merkmale von Bauprodukten in harmonisierten technischen Spezifikationen in Bezug auf die Grundanforderungen an Bauwerke festgelegt werden (Art. 3 Abs. 2 BauPVO) [5]. Die BauPVO will, dass nur Bauprodukte auf dem Binnenmarkt bereitgestellt werden, bei deren Verwendung alle Grundanforderungen in den einzelnen Mitgliedstaaten jeweils erfüllt werden können.

Gleichwohl darf man nicht verkennen, dass die BauPVO keine Sicherheitsanforderungen formuliert. Es handelt sich vielmehr um Gesetzgebung zur Förderung des Binnenmarktes, also um Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten. Die Förderung des Binnenhandels ist mit der Bauwerkssicherheit in den Mitgliedstaaten aber nur bedingt kompatibel.

Denn sonstige (Verbraucher-)Produkte haben normalerweise – unabhängig von dem Einsatzort – den gleichen Einsatzzweck. Ihre Eignung ist daher absolut messbar. Das ist bei Bauprodukten anders. Denn die Sicherheitsstandards sind bei Bauwerken unterschiedlich. Daher können Bauprodukte in den Mitgliedstaaten völlig unterschiedlichen Anforderungen unterliegen. Ein Beispiel: im Süden Europas gibt es Termiten. Folglich weisen die Bauhölzer aus Gründen der Standsicherheit eine hohe Formaldehydkonzentration auf. Das ist in Mittel- und Nordeuropa nicht erforderlich. Dort gibt es keine Termiten. Da Formaldehyd eine krebserregende Substanz ist (Karz. 1B) [6] ist die Verwendung von Hölzern mit hoher Formaldehydkonzentration dort aus Gründen des Gesundheitsschutzes unzulässig. In diesem Fall gibt es also unterschiedliche und auch unverträgliche nationale Bestimmungen. Was in dem einen Land aus gutem Grund unabdingbar ist, ist in dem anderen Land aus guten Gründen verboten.

Derartige Probleme ließen sich begrenzen, wenn man sehr hohe Anforderungen an Bauprodukte stellen würde. Je höher allerdings die Anforderungen sind, desto geringer werden das Angebot, die Zahl der Hersteller und damit der Wettbewerb. Die EU-Kommission wollte daher unter dem Aspekt des Binnenmarktes [7] auch kein zu hohes technisches Anforderungsniveau schaffen.

Um gleichwohl den Interessen aller Mitgliedstaaten zu genügen, sollten in den Normen vielmehr Stufen und (Leistungs-)Klassen festgelegt werden, sodass es auf Grundlage einheitlicher Produkteigenschaften und Messverfahren unterschiedliche Qualitäten/Leistungen von Bauprodukten gegeben hätte [8]. Das Problem ist: Es gibt bis heute keine Normen, die solche Stufen und Klassen ausweisen. Viele der ab 2000 veröffentlichten Normen sind nicht ausreichend, um sicherzustellen, dass bei ihrer Verwendung die Grundanforderungen an Gebäude erfüllt werden. Auf die Hintergründe soll hier nicht weiter eingegangen werden. Nur so viel: die Beschwerden der Mitgliedstaaten haben zu der Gründung einer Queries Group bei der zuständigen Kommissionsdienststelle geführt. Diese sollte die Mängel und Lücken der Normen unter Beteiligung der Mitgliedstaaten und CEN klären. Diese Gruppe arbeitet bislang ergebnislos.

2 Nationale Ergänzungen in Deutschland

Deutschland hatte immer die Zuversicht, die EU-Kommission würde (nur) Normen zur Ver-

fügung stellen, die nicht nur sämtliche erforderlichen Angaben/Eigenschaften, Schwellenwerte und Berechnungsverfahren [9], sondern auch die erforderlichen Stufen und (Leistungs-)Klassen beinhalten würden. Die Mitgliedstaaten hätten dann die Möglichkeit gehabt, national zu bestimmen, welche der Stufen und Klassen und damit Leistung/Qualität die Bauprodukte sodann für welchen Verwendungszweck zu erfüllen gehabt hätten.

Auf diese Weise hätten harmonisierte Bauprodukte ohne weiteres in die nationalen Anforderungsprofile an Bauwerke implementiert werden können.

Nachdem die harmonisierten Normen, die bis 2013 noch unter Geltung der Bauproduktenrichtlinie (BPR) erstellt wurden, aber erhebliche Unzulänglichkeiten aufwiesen, stand man vor dem Problem, wie man die Bauwerkssicherheit gleichwohl gewährleisten konnte. Die erste Überlegung bestand darin, die Normen in einem förmlichen Verfahren, das die Bauproduktenrichtlinie vorsah (Art. 5 Abs. 2 BPR), zu beanstanden. Die Folgen wären aber unkalkulierbar gewesen. So hätte eine Vielzahl von Verfahren lange Zeit gedauert. Ein Zurückziehen der Norm hätte die Grundlage für die CE-Kennzeichnung rückwirkend vernichtet. Die infolge der Harmonisierung zurückgezogenen nationalen Normen standen auch nicht mehr zur Verfügung. Schließlich hätte ein solches Vorgehen die Umsetzung der gesetzgeberisch angestrebten Ziele eines einheitlichen Binnenmarktes für Bauprodukte schwer beschädigt [10].

Deutschland hat sich daher in einem transparenten Verfahren dazu bekannt, die Mängel der Normen durch zusätzliche nationale Normen und auch Zulassungsverfahren auszugleichen. Diese sollten zurückgezogen werden, sobald die jeweiligen harmonisierten Normen die Anforderungen der BPR erfüllten. Auf diese Weise sollte die Umsetzung der BPR gefördert und nicht etwa behindert werden.

3 Das Urteil des EuGH vom 16. Oktober 2014

Die EU-Kommission hat diesen Weg der „nationalen Nachbesserung“ aber nicht akzeptiert und Deutschland verklagt.

Mit Urteil vom 16. Oktober 2014 (Rs. C 100/13) hat der EuGH entschieden, dass die deutsche Praxis gegen EU-Recht in Form der Bauproduktenrichtlinie verstoßen hat, wonach durch Bestimmungen des Bauord-

nungsrechts der Länder (Bauregelliste B) zusätzliche nationale Anforderungen an sogenannte harmonisierte Bauprodukte festgelegt wurden [11]. Diese Verfahrensweise führe dazu, dass rechtmäßig mit dem CE-Kennzeichen versehene Bauprodukte ohne die Erfüllung weiterer nationaler Anforderungen jedenfalls nicht generell verwendet werden könnten. Es sei den Mitgliedstaaten aber nicht gestattet, von ihnen erkannte inhaltliche Mängel einer harmonisierten technischen Spezifikation auf nationaler Ebene zu schließen, und zwar selbst dann nicht, wenn die betreffende Norm keine ausreichende Sicherheit gewährleiste. Vielmehr seien in diesen Fällen die in der Bauproduktenrichtlinie geregelten Verfahren einzuleiten, die auf eine Streichung der Norm abzielen.

3.1 Keine richterlichen Aussagen zur Bauwerkssicherheit

Der EuGH hat sich im Rahmen dieser Entscheidung allerdings nicht mit dem Aspekt der Bauwerkssicherheit oder der Produktsicherheit befasst. Das entspricht seiner bisherigen Linie, entsprechende Regelungen allein unter dem Aspekt des Binnenmarktes zu beurteilen. Die schlichte Erkenntnis aus dieser Rechtsprechung lautet wie folgt: wenn der Wille des Europäischen Gesetzgebers, in absehbarer Zeit einen einheitlichen Binnenmarkt zu schaffen, nicht durch die Mitgliedstaaten konterkariert werden soll, kann es nicht zulässig sein, dass jeder Mitgliedstaat mit dem Argument, die Sicherheit und Ordnung wahren zu müssen, zusätzliche Anforderungen für Produkte schafft. Das gilt auch, wenn es sich um Verwendungsregelungen handelt, die letztlich auf Produkteigenschaften abzielen. Denn Produkte, die nicht verwendet werden können, können letztlich auch nicht vermarktet werden. Der EuGH hat sich damit auch der Pflicht entledigt, im Einzelfall prüfen zu müssen, ob eine nationale Anforderung tatsächlich aus Gründen der Sicherheit und Ordnung erforderlich ist.

3.2 Nationale Lösungen müssen EU-rechtskonform sein

Damit nimmt der EuGH – genau wie die Kommission und der Gesetzgeber – allerdings in Kauf, dass unzureichende harmonisierte Bauproduktnormen das nationale Sicherheitsniveau in den Mitgliedstaaten konkret beeinträchtigen. Auf diese Konsequenz hat der EuGH allerdings auch eine einfache Antwort gefunden. Sie lautet: falls eine mangelhafte Norm im Amtsblatt veröffentlicht wird, muss das dafür im Gesetz vorgesehene (Einspruchs-)Verfahren durchlaufen werden. Die Parteien dürfen jedenfalls keine vom Ge-

Stellungnahmen der BVPI und des VBI zum Bauprodukten-Urteil des Europäischen Gerichtshofs

Das hier besprochene Urteil des Europäischen Gerichtshofs (EuGH) hat in Deutschland einigen Staub aufgewirbelt. Immerhin stellt es fest, dass die Bundesrepublik Deutschland gegen die Bauproduktenrichtlinie der EU verstößt, wenn sie mit Bestimmungen des Bauordnungsrechts der Länder (Bauregelliste B) zusätzliche nationale Anforderungen an sogenannte harmonisierte Bauprodukte festlegt. Es sei, so der EuGH grundsätzlich, den Mitgliedstaaten nicht gestattet, von ihnen erkannte inhaltliche Mängel einer harmonisierten technischen Spezifikation auf nationaler Ebene zu schließen, selbst dann nicht, wenn die betreffende Norm keine ausreichende Sicherheit gewährleiste. Die Bedeutung und die zu erwartenden Konsequenzen des Urteils hat die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) und den Verband Beratender Ingenieure VBI) veranlasst, aus ihrer gemeinsamen Sicht zu diesem Urteil Stellung zu beziehen

Die Position der BVPI und des VBI zum EuGH-Urteil

- Regelungen für Sicherheit und Ordnung im Bauwesen sind eine staatliche Aufgabe und dürfen nicht dem wirtschaftlichen Wettbewerb ausgesetzt werden

- Erhalt des deutschen Sicherheitsniveaus für Bauwerke durch Forderung nach speziellen Anforderungen an die Verwendbarkeit von Bauprodukten in Bauwerken
- Stärkung des bewährten Präventivsystems und Abkehr von einem möglichen Repressivsystem: vorbeugen statt haften
- Korrektur der bereits harmonisierten Normen hEN und technischen Bewertungen ETA/ETB zum Nachweis der Verwendbarkeit des jeweiligen Bauproduktes durch Vervollständigung der Anforderungen und praxisnahe Formulierung
- Angemessene Übergangsregelungen
- Ausgewogene Balance zwischen den Anliegen der Produzenten und der Anwender (Bauherren, Planer, Prüfer, Ausführende) der Bauprodukte („fit for use“) im Sinne der europäischen „Gemeinschaft“

Die Planer und Prüfer erklären ihre Bereitschaft die(ver)handelnden Dienststellen bei der Erarbeitung eines deutschen Vorschlages an die Europäische Kommission zu unterstützen.

Sinngemäß haben die beiden Verbände im Februar 2015 ihre Position an das Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit und an die beiden Fachkommissionen Bauaufsicht und Bautechnik formuliert.

setzgeber nicht vorgesehenen Maßnahmen ergreifen, um Probleme im Bereich der Normung zu lösen.

Es ist nicht Aufgabe des EuGH, zu entscheiden, ob dieses Verfahren zur Korrektur unzureichender Normen zweckmäßig und ausreichend ist. Auch er hat die Entscheidung des Europäischen Gesetzgebers insoweit zu akzeptieren.

4 Auswirkungen des Urteils

Über die Reichweite der Entscheidung bestehen Unklarheiten. Denn die Entscheidung betrifft formal nur drei konkrete Bauprodukte. Wesentlicher ist jedoch, dass sie noch zur BPR ergangen ist. Die seit dem 1. Juli 2013 geltende BauPVO verwendet das Konzept der Brauchbarkeit nicht mehr, sondern stellt die Bewertungsverfahren in den Mittelpunkt. Zudem beinhaltet eine CE-Kennzeichnung nach der BauPVO einen anderen Erklärungsinhalt [12]. Auch die Verfahren, mit denen die Mitgliedstaaten gegen eine – aus ihrer Sicht – unzureichende Norm vorgehen können, haben sich gewandelt. Die BauPVO räumt sogar ein, dass harmonisierte Normen unvollständig sein können. Denn Hersteller

können eine Europäische Technische Bewertung (ETA) beantragen, falls die Leistung eines Bauprodukts in Bezug auf seine Wesentlichen Merkmale nicht vollständig (!) anhand einer bestehenden harmonisierten Norm bewertet werden kann (Art. 19 Abs. 1 BauPVO).

4.1 Mangelhafte Harmonisierte Normen verstoßen auch gegen EU-Recht

Unabhängig davon bestehen weiterhin viele Unstimmigkeiten. Signifikant ist zum Beispiel die Tatsache, dass in harmonisierten Normen selbst auf nationales Recht Bezug genommen wird. Das gilt insbesondere für den Bereich der Gefahrstoffe [13]. Das ist rechtlich ebenso bedenklich.

Die Kernfrage lautet daher: lässt die BauPVO (anders als die BPR) eine nationale Ergänzung zu? Angesichts des Urteils des EuGH und der gesetzgeberischen Zielsetzung wird man hierfür eine ausdrückliche Regelung fordern müssen. Indes gehen insbesondere die Bestimmungen zur Leistungserklärung und zu Harmonisierten Normen von einer Vollständigkeit der EN-Normen aus. Eine nationale Ergänzung ist jedenfalls nicht vorgesehen. Vielmehr ermächtigt Art. 58 Abs. 1

BauPVO die Mitgliedstaaten nur, gegen die Verwendung gefährlicher Produkte, auch wenn sie mit der BauPVO übereinstimmen, einzuschreiten. Die BauPVO setzt also auf ein repressives, kein präventives Eingreifen.

Deutschland hat jedenfalls angekündigt, seine bisherige Praxis an die Erfordernisse des Urteils anzupassen. Wie das geschehen soll ist noch unklar. Denn bislang sind nur die drei konkret betroffenen Anforderungen in den Bauregellisten gestrichen worden.

Die EU-Kommission geht davon aus, dass das Urteil auf die BauPVO zu übertragen ist und hat sich damit auch selbst unter Druck gesetzt. Sie muss jetzt erklären, wie sie mit den von ihr zu verantwortenden Unzulänglichkeiten der Normung umgehen will.

Denn die Mitgliedstaaten werden die Kommission verstärkt auf konkrete Versäumnisse hinweisen. Bereits die 2014 durchgeführte Umfrage der EU-Kommission über die Umsetzung der BauPVO zeigt, dass die von der Kommission über lange Jahre tolerierte Normungspraxis unbefriedigend ist. Die Umfrage dokumentiert auch, dass vor allem KMU und der Handel mit einem enormen Aufwand be-

lastet werden, der in keinem akzeptablen Verhältnis zum Vorteil der momentanen CE-Kennzeichnung steht. Nicht ohne Grund hat die Kommission CEN unmittelbar nach dem Urteil aufgefordert, in Rede stehende Normen unverzüglich nachzubessern. Das gilt auch für die Dämmstoffnorm EN 13162, die Gegenstand des Klageverfahrens war. Damit gesteht die EU-Kommission ein, dass nicht alle harmonisierten Normen den gesetzlichen Anforderungen genügen. Sie können daher auch Anlass für ein repressives Einschreiten der Mitgliedstaaten sein.

4.2 Die ungeklärte Rechtslage geht vor allem zu Lasten der Praxis

Wie geht es weiter? Die Überarbeitung der harmonisierten Normen wird Jahre in Anspruch nehmen. Solange kann die Praxis nicht warten.

Unmittelbare produktbezogene, nationale Anforderungen und verpflichtende nationale Zulassungen soll es zumindest aus deutscher Sicht künftig nicht mehr geben [14]. Die Kommission hat etwas missverständlich erklärt [15], dass die Mitgliedstaaten nach der neu verabschiedeten BauPVO befugt seien, Leistungsanforderungen für Bauprodukte festzulegen – allerdings unter der Bedingung, dass die Mitgliedstaaten nicht den freien Verkehr von CE-gekennzeichneten Produkten behindern. Denn deren ordnungsgemäße Funktion werde bereits von den harmonisierten europäischen Normen gewährleistet [16]. Im Kern hält die Kommission aber jede Form zusätzlicher Kennwerte und Prüfmethoden der Mitgliedstaaten für rechtswidrig und zwar auch dann, wenn diese durch die harmonisierte Norm nicht abgedeckt sind. Eine Ergänzung ist daher nur auf dem Weg der Europäischen Technischen Bewertung (ETA) möglich, die aber nur Hersteller initiieren können.

Damit bleibt den Mitgliedstaaten die Festlegung von Anforderungen auf Ebene der baulichen Anlage. Der Bauherr hat deren Erfüllung im Einzelfall nachzuweisen. Dafür muss er Nachweise über die tatsächliche Leistungsfähigkeit der verwendeten Bauprodukte erbringen. Sind in der harmonisierten Norm aber keine Kennwerte oder Prüfmethoden vorgesehen und liegt keine ergänzende ETA vor, gibt es ein Problem. Denn der Mitgliedstaat darf keine Vorgaben machen und kann auch keine ETA beantragen. Ihm bliebe nur der Weg über ein Verfahren gem. Art. 18 BauPVO, das maximal zu einem Normungsauftrag an CEN führen kann. Solange kann die bauaufsichtliche Abnahme eines Bau-

werks kaum warten. Eine Lösung hierfür hat die Kommission bislang nicht präsentiert.

Die Praxis könnte sich nur noch damit behelfen, dass der Bauherr die notwendigen Angaben im Rahmen von „Herstellererklärungen“ erhält, für deren Richtigkeit der Hersteller haftet. Damit wäre ein Wechsel zu einem zivilrechtlich geprägten System verbunden. Der Mitgliedstaat müsste sich damit begnügen, die Plausibilität einer „individuellen“ Herstellererklärung im Einzelfall zu prüfen und fehlerhafte Angaben zu sanktionieren.

Den Preis des Systemwechsels zahlt auch die Kommission: denn eine unvollständige Leistungserklärung unter Bezugnahme auf mangelhafte Normen wird dann keine Rolle mehr spielen. Auch der Wettbewerb bleibt auf der Strecke. Denn individuelle Herstellererklärungen sind für den Verwender – wie früher – nicht vergleichbar.

Besser wäre es, die BauPVO zu reformieren. Das scheint aber nicht das Ziel der Kommission zu sein. Diese konzentriert sich vielmehr darauf, erst einmal gegen nationale Anforderungen anderer Mitgliedstaaten vorzugehen. Ob das weitsichtig ist, wird sich zeigen.

5 Anmerkungen und Literatur

- [1] Siehe Erwägungsgründe 3, 4, 13 und 47 zur Verordnung (EU) Nr. 305/2011 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 09. März 2011 zur Festlegung harmonisierter Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten und zur Aufhebung der Richtlinie 89/106/EWG des Rates, ABl. L 88 vom 04. April 2011, S. 5 (Bauproduktenverordnung – BauPVO)
- [2] Die entsprechenden Vorschriften finden sich in den Bauordnungen der Länder, die über die Liste der in dem jeweiligen Land eingeführten technischen Baubestimmungen wiederum auf Bauregellisten verweisen, die beim Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) geführt werden. Die Bauregellisten verweisen wiederum auf technische Regelwerke oftmals in Form von DIN-Normen. Die Einhaltung dieser Anforderungen ist zum Teil in Zulassungsverfahren nachzuweisen. Erfüllt das Produkt die Anforderungen wird es mit einem „Ü-Zeichen“ gekennzeichnet
- [3] Ein reines „Vertrauensprinzip“ mit nachfolgender Haftung des Herstellers ist indes auch aus Sicht der EU-Kommission nicht ausreichend. Daher hat sie unter dem Stichwort Verbraucherschutz präventive Maßnahmen ergriffen, insbeson-

dere in Form der Marktüberwachung. Diese Form der Überwachung ist nichts anderes als eine staatliche Aufsicht über die Verlässlichkeit der Produktdeklaration der Hersteller

- [4] Anhang 1 zur BauPVO
- [5] Siehe Erwägungsgrund 5 zur BauPVO
- [6] Verordnung (EU) Nr. 605/2014 der Kommission vom 05. Juni 2014, ABl. L 167 vom 06. Juni 2014, S. 36
- [7] Erwägungsgrund 2 zur BauPVO
- [8] Art. 6, Abs. 3 d), 26 Abs. 2, 27 BauPVO, Erwägungsgrund 13 zur BauPVO
- [9] Art. 3 Abs. 3 S. 2, 17 Abs. 3 BauPVO und Erwägungsgründe 11, 14 und 17 zur BauPVO
- [10] Schneider/Thielecke: Freihandel und Grundrechte – Zur Abgrenzung der Kompetenzen von EU und Mitgliedstaaten im Bauproduktrecht; NVwZ 2015, 34
- [11] Im Kern betrifft die Entscheidung nur drei konkrete Anforderungen an Bauprodukte (Elastomerdichtungen für Rohrleitungen (EN 681-2:2000), Dämmstoffe aus Mineralwolle (EN 13162:2008) und Tore (EN 13241-1))
- [12] vgl. nur Art. 6 Abs. 3 lit. c) BauPVO
- [13] Erwägungsgrund 25 zur BauPVO
- [14] Presseerklärung des Bundesministeriums für Umwelt und Bauen (BMUB) Nr. 221/14 vom 13.11.2014
- [15] Presseerklärung der EU-Kommission (deutsche Fassung) vom 16. Oktober 2014
- [16] Die (später nachgeschobene) englische Formulierung *retain competence*, ließe sich auch dahingehend übersetzen, dass die Mitgliedstaaten die Kompetenz behalten, weiterhin solche Anforderungen zu stellen; vgl.: Presseerklärung der EU-Kommission, published on 21/10/2014.

Lesen Sie zu diesem Urteil des Europäischen Gerichtshofs auf der nächsten Seite auch die Hinweise, die das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) zur neuen Rechtslage bei Neuanträgen auf Erteilung oder Verlängerung der Geltungsdauer von allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Bauprodukte im Geltungsbereich harmonisierter Spezifikationen gegeben hat.

„Die vom EuGH-Urteil benannten Regelungen in der Bauregelliste B Teil 1 werden außer Vollzug gesetzt“

Auch das Deutsche Institut für Bautechnik hat sich zu dem Urteil geäußert. Es hat eine „Stellungnahme zur Rechtslage bei Neuanträgen auf Erteilung oder Verlängerung der Geltungsdauer von allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Bauprodukte im Geltungsbereich harmonisierter Spezifikationen“ abgegeben, die folgenden Wortlaut hat:

Der Europäische Gerichtshof hat einen Verstoß der Bundesrepublik Deutschland gegen die Bauproduktenrichtlinie (Richtlinie 89/106/EWG) darin gesehen, dass die Bauregellisten zusätzliche Anforderungen für den wirksamen Marktzugang und die Verwendung in Deutschland stellen, obwohl die betroffenen Bauprodukte von harmonisierten Normen erfasst wurden und mit der CE-Kennzeichnung versehen waren.

Zahlreiche Anfragen aus dem Kreis der Antragsteller und deren Verbände belegen, dass erhebliche Unsicherheit bei den Betroffenen besteht. Insbesondere wird angefragt, ob eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung auch weiterhin erforderlich ist und erteilt werden darf.

Das Urteil des EuGH bezieht sich auf Zusatzregelungen zu drei namentlich genannten Produkten. Dabei handelt es sich um Anforderungen der Dauerhaftigkeit der Dichtwirkung von Rohrleitungsdichtungen aus thermoplastischen Elastomeren, um die Eigenschaft des Glimmens von Dämmstoffen aus Mineralwolle und um das Brandverhalten von Toren ohne Feuer- und Rauchschutzeigenschaften. Das EuGH-Urteil ist ein Feststellungsurteil, das die betreffenden nationalen Regelungen, die nach Auffassung des EuGH gegen Gemeinschaftsrecht verstoßen, nicht aufhebt, sondern den Mitgliedstaat verpflichtet, von sich aus und nach seiner Entscheidung die Maßnahmen zu ergreifen, die sich aus dem Urteil ergeben.

In den zuständigen Gremien der Bauministerkonferenz wird derzeit intensiv beraten, wie sich die Feststellungen des Urteils auf die Bauproduktenverordnung (Verordnung (EU) Nr. 305/2011) übertragen lassen und welche Konsequenzen aus dem Urteil für das deutsche Bauproduktenrecht zu ziehen sind. Ziel ist die uneingeschränkte Erfüllung der europarechtlichen Vorgaben bei gleichzeitiger Wahrung der Grundrechte der Bürger durch Erfüllung der in Anhang I der Bauproduktenverordnung aufgeführten Grundanforderungen an Bauwerke wie Bauwerkssicherheit, Gesundheit, Umweltschutz sowie anderer Schutzgüter von öffentlichem Interesse.

Die vom EuGH-Urteil direkt benannten Regelungen in der Bauregelliste B Teil 1 wurden als erster Schritt außer Vollzug gesetzt (Anlagen 1/12.3 und 1/12.4 zur Ild. Nr. 1.12.10, Anlage 1/5.2 zur Ild. Nr. 1.5.1 und Anlage 1/6.1 zur Ild. Nr. 1.6.7). In diesen Fällen werden allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen ab sofort nicht mehr erteilt.

Für die übrigen Produkte im Geltungsbereich harmonisierter Spezifikationen nach der Bauproduktenverordnung soll Folgendes gelten:

Danach gelten die Bauregellisten und die Listen der Technischen Baubestimmungen in ihrer zuletzt bekannt gemachten Fassung zunächst fort. Diese geltenden bauaufsichtlichen Regelungen werden vorläufig weiter vollzogen; an dem bauaufsichtlichen Schutzniveau wird festgehalten. Das bedeutet namentlich, dass für die in den Listen genannten Bauprodukte auf Antrag weiterhin allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen als Nachweis für die Erfüllung der bauaufsichtlichen Anforderungen erteilt werden können.

Als Nachweis kommt an Stelle der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung aber insbesondere auch eine Europäische Technische Bewertung (Art. 19 Abs. 1 Bauproduktenverordnung) in Betracht. Dabei ist zu beachten, dass die ETA in Zukunft möglicherweise als einzige Nachweismöglichkeit verbleibt.

Nach den derzeitigen Vorstellungen der Gremien der Bauministerkonferenz werden Zulassungsanträge in diesem Bereich für allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen noch bis zum 31.01.2016 entgegengenommen. Die Geltungsdauer der betroffenen Zulassungen orientiert sich dabei an der derzeit längst laufenden Zulassung der betroffenen Sparte (Zulassungsgebiet). Auf diese Weise soll die Geltungsdauer beschränkt und zugleich die Wettbewerbsgleichheit gewährleistet werden.

Kurzfristig sollen überdies durch eine Überarbeitung der Listen sofort verzichtbar gewordene Zusatzanforderungen nach Beratung in den Gremien der Bauministerkonferenz voraussichtlich zum 31.07.2015 ersatzlos entfallen. Das DIBt wird hier einzelfallbezogen informieren, da die hierfür notwendigen Beschlüsse noch nicht vorliegen. Auch in diesen Fällen wird das DIBt keine Zulassungen mehr erteilen.

In einem zweiten Schritt ist geplant, die Bauregelliste B Teil 1 und sonstige Zusatzanforderungen an harmonisierte Bauprodukte in anderen Regelwerken bis zum 15.10.2016 vollständig aufzuheben. Die weiterhin national für erforderlich gehaltenen Anforderungen sollen spätestens zu diesem Zeitpunkt auf Bauwerksebene (bauwerksbezogene Anforderungen) konkretisiert werden.

Für die über diesen Zeitpunkt (15.10.2016) hinaus geltenden Zulassungen werden nach diesem Konzept gesetzliche Übergangsregelungen geschaffen. Mit diesen soll, soweit derzeit absehbar, erreicht werden, dass die fortgeltenden Zulassungen bis zum Ende ihrer Geltungsdauer noch als Nachweis für bauordnungsrechtliche Anforderungen herangezogen werden können.

Die vorstehenden Ausführungen geben den derzeitigen (April 2015) Beratungs- und Erkenntnisstand des DIBt wieder. Wir werden erneut informieren, sobald die weiteren Maßnahmen zur Umsetzung der EuGH-Entscheidung feststehen.



Kolonnenstraße 30 B, 10829 Berlin
Tel.: 030/78730-0, dibt@dibt.de, www.dibt.de

Bauverbände gründen eine GmbH für die Förderung und Entwicklung des digitalen Planens und Bauens

Die Bundesregierung und Repräsentanten aller relevanten Verbände der Bau- und TGA-Branche haben Anfang Februar in München eine neue Gesellschaft gegründet, deren Aufgabe und Ziel die Koordination, Unterstützung und Beschleunigung der Einführung des Building Information Modeling (BIM) in Deutschland ist. Die neue Gesellschaft – zu deren Gesellschaftern auch die Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) gehört – soll BIM-Standards vereinheitlichen und ausweiten, Forschungslücken zu schließen helfen und Unterstützung bei der Marktimplementierung der BIM-Technik leisten. Kern ihrer Arbeit wird die Standardisierung von Prozess- und Bauteilbeschreibungen sein und die Erarbeitung von Leitfäden für digitale Planungsmethoden sowie von BIM-Musterverträgen.

Rund 15 Verbände und Institutionen haben den Gesellschaftervertrag unterzeichnet. Mit der Zeichnung der Anteile ist neben dem Gesellschaftskapital auch die Anschubfinanzierung gesichert. Dies soll innerhalb von bis zu zwei Jahren die Entwicklung einer professionellen Projekt- und Forschungsagenda bis hin zum Start von Förderprojekten sicherstellen.

Ursprünglich sollte die von Staat und Wirtschaft unterstützte Initiative *Bauen Digital GmbH* heißen. Aus namensrechtlichen Gründen musste sie aber umfirmieren. Die führenden Verbände und Institutionen im Bereich Planen, Bauen und Betreiben von Bauwerken



EIN MEILENSTEIN soll nach Ansicht des Bundesministers für digitale Infrastruktur, Alexander Dobrindt, die Gesellschaft "planen-bauen 4.0" sein.

haben der neuen GmbH deshalb kurz nach ihrer Gründung den neuen, nun gültigen Namen „Gesellschaft zur Digitalisierung des Planens, Bauens und Betriebens mbH – planen-bauen 4.0“ gegeben.

Wie der Bundesminister für Verkehr und digitale Infrastruktur, Alexander Dobrindt, bei der Gründung der neuen Gesellschaft auf der BAU 2015 in München dazu sagte, solle planen-bauen 4.0 sich als zentrale, strukturierende Autorität zum Thema BIM in Deutschland etablieren und in dieser Rolle „auch der Repräsentant der deutschen Bau- und Planungswirtschaft in internationalen Gremien sein“. Inhaltlich solle die neue GmbH „ein Meilenstein auf dem Weg zum Bauen der Zukunft“ sein und als Plattform „maßgeblich dazu beitragen, dass modernstes digitales Bauen in allen Bereichen zum Standard wird“.

Unabhängig vom Namen geht es den Initiatoren darum, Building Information Modeling hierzulande endlich gebührend voranzubringen. Deshalb wird die neue Gesellschaft von den Gründern nicht nur als nationale Plattform und als Kompetenzzentrum, sondern auch und besonders als Gesprächspartner für Forschung, Regelsetzung und Marktimplementierung verstanden. Sie soll der Einfüh-

rung von digitalen Geschäftsprozessen in der Bauwirtschaft in Deutschland die Wege ebnen und dabei die Gegebenheiten des hiesigen Marktes und dessen hohe Ausdifferenzierung berücksichtigen.

Als Geschäftsführer der Gesellschaft wurden Dr. Ilka May (Associate Director der internationalen Consultingfirma ARUP) und Dipl.-Ing. Helmut Bramann (Geschäftsbereichsleiter Technik, Technikpolitik und Spartenpolitik im Hauptverband der Deutschen Bauindustrie) bestellt. In den Aufsichtsrat wurden gewählt:

- Dr. Matthias Jacob, Hauptverband der Deutschen Bauindustrie,
- Hans-Ullrich Kammeyer, Bundesingenieurkammer,
- Dr. Volker Cornelius, Verband Beratender Ingenieure,
- Barbara Ettinger-Brinckmann, Bundesarchitektenkammer,
- Siegfried Wernik, buildingSMART,
- RA Felix Pakleppa, Bundesvereinigung Bauwirtschaft,
- Dr. Christian Glock, Zentraler Immobilienausschuss,
- Andreas von Thun, Verband Deutscher Maschinen- und Anlagenbau,
- Martin Schuff, Bundesverband Bausoftware.

Die Initiatoren von „planen-bauen 4.0“ betonten bei der Gründung, dass weitere interessierte Unternehmen und Bundesorganisationen eingeladen sind, der Gesellschaft beizutreten.



VERTRETER ALLER RELEVANTEN Verbände und Kammern des Planens und Bauens trafen sich im Februar in München, um die „Gesellschaft zur Digitalisierung des Planens, Bauens und Betriebens mbH – planen-bauen 4.0“ zu gründen, was der Bundesminister für Digitale Infrastruktur, Alexander Dobrindt, mit den Worten kommentierte, nun werde endlich dafür gesorgt, „dass modernstes digitales Bauen in allen Bereichen auch in Deutschland zum Standard wird“.

Professor Wolfram Jäger bei der Vorstandswahl der Landesvereinigung Sachsen als Vorsitzender bestätigt



Die Landesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik in Sachsen hat am 24. März einen neuen Vorstand gewählt. Der bisherige Vorstand wurde wiedergewählt, wird aber künftig durch Nachwuchs verstärkt. Im Amt bestätigt wurden der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüfsingenieure in Sachsen, Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger, und die weiteren

Vorstandsmitglieder Dr.-Ing. Sylvia Heilmann, Dipl.-Ing. Jürgen Weisbach, Dipl.-Ing. Stefan Kraus, Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach und Dipl.-Ing. Andreas Forner. Als neues Vorstandsmitglied konnte Dipl.-Ing. Steffen Merz begrüßt werden.

Unser Bild zeigt den Geschäftsführer der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für

Bautechnik (BVPI), Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann (l.) mit dem neuen Vorstand der Landesvereinigung Sachsen (weiter v.l.): Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger, Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach, Dipl.-Ing. Stefan Kraus, Dipl.-Ing. Andreas Forner, Dr.-Ing. Sylvia Heilmann, Dipl.-Ing. Steffen Merz und Dipl.-Ing. Jürgen Weisbach

Die Prüfer und Sachverständigen im Eisenbahnbau informieren jetzt mit einer eigenen Website

Die Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA), die berufständische Vereinigung aller im bautechnischen Bereich der Eisenbahnen tätigen und anerkannten Prüfer, hat vor wenigen Wochen im Internet ihre erste Website freigeschaltet. Auf ihr gibt sie einerseits über sich selbst als verbandliche Interessenvertretung Auskunft, informiert aber auch darüber, welche Leistungen die Sachverständigen und Prüfer für den Eisenbahnbau in wessen Auftrag erbringen und wie diese honoriert werden.

Die vpi-EBA ist als Vereinigung der vom Referat 21 des Eisenbahn-Bundesamtes anerkannten Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau 2007 in Berlin gegründet worden, und zwar von neun Mitgliedern der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik (BVPI), der sie seither auch als deren größter Einzelverband korporativ angehört. Das Referat 21 des EBA ist fachlich zuständig für die Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau. Es erkennt die

Prüfer an und führt diese namentlich in elf Listen, unter anderem in den Listen für die bautechnischen Prüfer, für die Geotechnik, für den Oberbau und für den vorbeugenden Brandschutz. Diese Listen enthalten auch die Dauer der jeweiligen fachlichen Anerkennung.

Das 1994 gegründete Eisenbahn-Bundesamt ist die Aufsichts-, Genehmigungs- und Sicherheitsbehörde für Eisenbahn-Infrastrukturun-

ternehmen und Eisenbahnverkehrsunternehmen in der Bundesrepublik Deutschland. Ihm obliegt unter anderem die Feststellung, dass bei der Erstellung, beim Betrieb und bei der Instandhaltung von Infrastrukturanlagen die geltenden rechtlichen Vorschriften, Regelwerke und Sicherheitsanforderungen eingehalten werden. Für diese Inspektionen bedient sie sich vielfach auch externer Prüfer, Sachverständiger und Gutachter.

Die Website der vpi-EBA gibt nun Auskunft darüber, wer ihr Mitglied werden kann, nämlich jeder vom EBA-Referat 21 anerkannte Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau.

Den vom EBA anerkannten Prüfern für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau obliegt ein hohes Maß an Verantwortung. Sie werden für die Fachrichtungen Bautechnik, Brandschutz, Oberbau und Geotechnik anerkannt und führen ihre Tätigkeit „unparteiisch und nur im Interesse der Öffentlichkeit aus“. Sie hätten durch ihre Prüfungen und Kontrollen stets sicherzustellen, „dass die öffentli-



MIT IHRER NEUEN WEBSITE gibt die vpi-EBA Auskunft über sich und ihre Aufgaben

che Sicherheit und Ordnung, besonders Leben, Gesundheit oder die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht gefährdet werden“. Deshalb gelten für diese Prüfer im Rahmen der Anerkennung und ihrer Tätigkeiten erhöhte Anforderungen, insbesondere

- eine überdurchschnittlich hohe Fachkompetenz,
- umfangreiche und langjährige praktische Erfahrungen,
- eine unabhängige, unparteiische, weisungsfreie, gewissenhafte und persönliche Aufgabenerfüllung und

- persönliche Integrität.

Ausführlich wird auf der Website der vpi-EBA auch über die Vergütung der EBA-Prüfer und -Sachverständigen informiert. So unter anderem darüber, dass die vom EBA anerkannten Prüfer über eine bundesweit tätige Institution verfügen können – dem Vorbild bei baustatischen Prüfungen nach den Landesbauordnungen entsprechend. Diese Bewertungs- und Verrechnungsstelle (bvs-EBA, Mainz) hat die Aufgabe, eine unabhängige und möglichst objektive Bewertung der Vergütung von Prüfleistungen sicherzustellen.

Die Grundlagen der Tätigkeit der bvs-EBA und die Vorteile für die Beteiligten sind unter anderem:

- die Sicherstellung von Leistungs- statt Preiswettbewerben,
- die Wahrung und Beibehaltung neutraler Prozesse für die Bewertung und Berechnung der erbrachten Leistungen der EBA-Prüfer,
- Unabhängigkeit und Objektivität bei der Bewertung und Verrechnung,
- administrative Entlastung aller beteiligten Personen und Stellen.

www.vpi-eba.de

11. Zertifizierlehrgang des BÜV für Sachkundige Planer im Bereich Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen

Der Arbeitskreis Bauwerkserhaltung, -instandsetzung und -überwachung des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) wird in der Woche vom 23. bis zum 27. Februar 2016 am Institut für Bauforschung (ibac) der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule (RWTH) in Aachen seinen 11. Zertifizierlehrgang für Sachkundige Planer im Bereich Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen durchführen. Dieser Lehrgang sollte ursprünglich schon Anfang dieses Jahres stattfinden, musste aber aus übergeordnetem Grund verschoben werden.

Um eine Teilnahme an diesem fachlich anspruchsvollen Weiterbildungslehrgang können sich Ingenieure bewerben, die eine mindestens fünf Jahre dauernde einschlägige Berufserfahrung auf dem Gebiet der Betoninstandsetzung nachweisen können. Da die didaktischen Bedingungen und die organisatorischen Kapazitäten für die Teilnahme an dieser Ausbildung begrenzt sind, hat der Veranstalter einen Bewerbungsschluss für nötig gehalten und auf den 4. Dezember 2015 festgelegt.

Bei der Zulassung werden 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 Auf-

nahmekapazitäten es erlauben, sind aber auch Ingenieure 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 eine fachliche Unabhängigkeitserklärung und ein polizeiliches Führungszeugnis beigebracht werden, das nicht älter als sechs Monate ist.

Der Veranstalter bietet zudem allen Teilnehmern die Mitgliedschaft im BÜV an, mit der

sie ihre berufsständische Vertretung nach außen hin dokumentieren können. Mitglieder des BÜV können zudem das weitgreifende fachliche Netzwerk des BÜV nutzen, das einen reichhaltigen Meinungs- und Erfahrungsaustausch mit anderen Kollegen ermöglicht, und sie profitieren von einer beträchtlichen Kostenermäßigung bei der Teilnahme an qualitativ hochwertigen Fortbildungen anderer Veranstalter.

Eine Bewerbung alleine verpflichtet oder berechtigt den Kandidaten noch nicht zur Teilnahme. Erst nach der Auswertung seiner Bewerbungsunterlagen durch die Prüfungskommission erhält er 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 sind das ibac der RWTH Aachen und die Bayerische Ingenieurekammer-Bau.

Bewerbungen und Anfragen sind wie gesagt bis zum 4. Dezember 2015 per Post oder per E-Mail zu richten an:

Bau-Überwachungsverein
Kurfürstenstr. 129
10785 Berlin
Tel.: 030/3198914-13
E-Mail: info@buev.de
www.buev-ev.de

M. Staller, Vorsitzender der VPI Bayern: „Eines unserer wichtigsten Ziele ist die Gewinnung weiterer Prüfsingenieure“

Die Vereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik in Bayern hat Dr.-Ing. Markus Staller aus Gräfelfing im März für die nächsten drei Jahre zum ersten Vorsitzenden gewählt. Dr.-Ing. Peter Henke, der 2012 zum vierten Mal den Vorsitz der Landesvereinigung Bayern übernommen hatte, wird der VPI ab sofort als Ehrenvorsitzender zur Verfügung stehen.

Staller dankte Henke im Königssaal im Bayerischen Hof für die zwölfjährige Tätigkeit an der Spitze der VPI Bayern. Er begrüßte zudem

zwei weitere neue Vorstandsmitglieder: Andreas Bauer wird Dr. Walthari Fuchs als Kassier ablösen, und Dr. Markus Rapolder wird die Beisitzer Markus Bernhard und Dieter Oehmke unterstützen. Den 2. Vorsitz führt in Zukunft der bisherige Beisitzer Konrad Steger. Prof. Dr. Gebhard bleibt Schriftführer.

Ein überzeugendes Team für die anspruchsvollen Ziele der seit mehr als 50 Jahren bestehenden Landesvereinigung. Bereits Peter Henke hatte sich immer wieder selbstbewusst und vorausschauend gezeigt, wenn es

um die unabhängige Position des Berufsstandes der Prüfsingenieure und um die Qualität und Unverzichtbarkeit ihrer Erfahrung gerade bei innovativen Bauprojekten ging.

Markus Staller wird die Ziele der VPI Bayern beharrlich weiterverfolgen und forcieren. Die nächsten Aufgaben der Landesvereinigung Bayerns stellte Staller auch sogleich nach seiner Wahl vor: Neben einer weiterhin konsequenten Interessensvertretung der Mitglieder betonte er die Beibehaltung einer festen und möglichst bundeseinheitlichen Altersgrenze für Prüfsingenieure und den Verzicht auf die Unterhaltung von Zweitniederlassungen. Entscheidend für die Wirksamkeit der Prüfsingenieure sei ihre Unabhängigkeit, die genau genommen, nur über die Beauftragung durch die Bauaufsichtsbehörde gewährleistet werden könne. Für eine angemessene Modernisierung der Prüfverordnung (PrüfVBau) werde sich der Vorstand aktiv einsetzen und daran mitwirken. Als besonders wichtigen Punkt der bevorstehenden Aufgaben sieht Staller die Gewinnung von Prüfsingenieurnachwuchs. „Wir haben uns bis zur Ausrichtung der Arbeitstagung der BVPI in 2016 einiges vorgenommen.“ „Ziele, die wir zwar geduldig, aber nicht minder beharrlich und zielstrebig angehen werden“, versicherte der neue Vorsitzende. (EB)



Der neue Vorstand der VPI Bayern kurz nach der Wahl im Bayerischen Hof (v.l.): Dipl.-Ing. Dietrich Oehmke, Prof. Dr.-Ing. Peter Gebhard, Dr.-Ing. Markus Staller, Dipl.-Ing. Konrad Steger, Dipl.-Ing. Andreas Bauer, Dr.-Ing. Markus Rapolder, Dipl.-Ing. Markus Bernhard

Neuer Beirat soll die Ausbildung der Sachkundigen Planer nach RiLi-SIB forcieren und deren Qualifikation festlegen

Auf Initiative des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) haben drei der namhaftesten Ausbildungsträger für Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauteilen im Zusammengehen mit diversen einschlägig tätigen Vereinen, Verbänden und Bundesinstitutionen einen Ausbildungsbeirat Sachkundiger Planer gegründet. Er soll die Ausbildung der Sachkundigen Planer forcieren und harmonisieren sowie Mindeststandards für deren Qualifikation definieren.

Hauptgrund für die Installation des neuen Arbeitskreises ist die Richtlinie Schutz und In-

standsetzung von Betonbauteilen (RiLi-SIB) des DAfStb (Ausgabe 10/2001), die in ihrem Teil 1 die Forderung erhebt, dass die zu untersuchenden und planenden Tätigkeiten bei der Betoninstandsetzung nur von Sachkundigen Planern durchgeführt werden dürfen. Mindestanforderungen an die Ausbildung und an die Qualität dieser Personen sind in der Richtlinie indes nicht definiert.

Vor diesem Hintergrund bildet der Arbeitskreis Bauwerkserhaltung, -instandsetzung und -überwachung des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) unter Einbeziehung international anerkannter Experten für die Betoninstandsetzung seit über zehn Jahren Sachkun-

dige Planer aus, und auch andere Weiterbildungsinstitute bieten entsprechende Ausbildungslehrgänge an. Mittlerweile gibt es eine Vielzahl von Ausbildungsträgern, deren Ausbildungsinhalte und Ausbildungsschwerpunkte sich aber zum Teil so stark voneinander unterscheiden, dass allein dieser Umstand die Bildung des neuen Beirats ausreichend begründen kann.

Hinzukommt aber, dass die RiLi-SIB novelliert werden wird. In der neuen Ausgabe namens Instandhaltung von Betonbauteilen des DAfStb werden die Planung (Teil 1), die Verwendung von Produkten und Systemen (Teil 2) für die Instandsetzung sowie die Ausfüh-

rung (Teil 3) von Instandhaltungsmaßnahmen für Bauwerke und Bauteile aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton nach den Normen EC 2, DIN EN 206, DIN EN 13670 sowie nach der Normenreihe DIN 1045 geregelt sein.

Die neue Instandhaltungs-Richtlinie wird, insgesamt betrachtet, deutlich höhere Anforderungen an die Sachkundigen Planer von Instandhaltungsmaßnahmen stellen. In der neuen Richtlinie wird – unter anderem – die planerische Aufgabe um die Aspekte War-

tung, Inspektion und Verbesserung erweitert. Zudem wird sie als planerische Leistung die Beurteilung der Einwirkungen und die Auswahl geeigneter Instandsetzungsprodukte und -systeme für die Restnutzungsdauer eines Bauwerks oder Bauteils stärker als bisher in den Vordergrund rücken (Stichwort: Lebenszyklusbetrachtungen).

Dem neuen Ausschuss für die Ausbildung der Sachkundigen Planer wird sich also ein reiches und wichtiges Betätigungsfeld bieten.

Seine Arbeit wird vom Geschäftsführer des DAfStb, Dr.-Ing. Udo Wiens, geleitet, der in der ersten Fachsitzung des Arbeitskreises im Januar – bis zur offiziellen Wahl eines Obmanns – mit der kommissarischen Leitung des Ausbildungsbeirates betraut worden ist. Wiens hatte in der Vergangenheit schon vielfach die Gründung eines Ausbildungsbeirates gefordert und zugleich bekräftigt, dass dieser im Sinne einer allgemeinen Transparenz allen interessierten zugehörigen Kreisen offenstehe müsse.

Arbeitstagung der Prüflingenieure in Halle/Saale mit inhaltlich weitgreifendem Vortragsprogramm

Ein Vortragsprogramm von weitgreifender inhaltlicher Substanz wird der kommenden Arbeitstagung 2015 der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (BVPI), die am 25. und 26. September in Halle an der Saale stattfinden wird, fachliche Bedeutung von hohem Rang verleihen. Mit bekannter Folgerichtigkeit haben das Präsidium und die Geschäftsstelle der BVPI nämlich viele derjenigen Themen für die beiden Tage ausgewählt, die derzeit von hauptsächlichem professionellen Interesse für die deutschen Prüflingenieure und für viele ihrer Kollegen in den Bundesländern sein dürften.

In der ehrwürdigen Leopoldina, einer der ältesten Wissenschaftsakademien der Welt, werden, wie schon in Heft 45 des Prüflingenieurs gemeldet (Seite 13), die Prüflingenieure aus ganz Deutschland sich treffen. Ihnen werden Fachvorträge kompetenter und fachlich anerkannter Experten geboten über

- die neuesten Entwicklungen im Zusammenhang mit der Bauproduktenverordnung der EU,
- das Bauen im Bestand,
- die Nachrechnungsrichtlinie für Brücken,
- ausgewählte Probleme infrastruktureller Bauaufgaben und deren ingenieurtechnische Lösungen,
- wichtige und aktuelle Themen des Planens, Bauens und Prüfens im vorbeugenden und baulichen Brandschutz und über
- das digitale Planen und Bauen..

Wie jedes Jahr, so wird auch diese Arbeitstagung in Halle mit einem Festvortrag beendet.

Dieses Mal präsentieren die *Ingenieure ohne Grenzen* ein Teilgebiet ihrer verantwortungsvollen und aufreibenden Arbeit, den Bau einer Brücke mitten im Dschungel, die nicht nur Ufer miteinander verbinden wird, sondern ganze Kulturen. Ihre Planung und ihr Bau haben in zweiundzwanzig Studenten der Ingenieurwissenschaften kreative Neugierde und den festen Mut generiert, auch Unge-

wöhnliches zu wagen und damit die professionellen Leidenschaften der Ingenieure im allerbesten Sinne geweckt.

Die Ingenieure ohne Grenzen sind ein uneigennütziger, loser, projektbezogener Zusammenschluss gleichgesinnter Ingenieure und Sachverständiger, die solche Menschen in aller Welt mit ihrem Können und ihrem Wissen



IN HALLE AN DER SAALE findet die nächste Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (BVPI) statt – hier Halles berühmter Marktplatz

Foto: Wikipedia/Omits (lizenziert unter CC BY-SA 3.0 über Wikimedia)

unterstützen, für die die Versorgung mit infrastrukturellen Grundbedürfnissen durch Not oder Armut nicht vorhanden oder gefährdet ist. Ingenieure ohne Grenzen lösen akute Probleme in den Bereichen Wasser-, Sanitär- und Energieversorgung sowie Brückenbau, und sie verbessern durch die Sicherung der infrastrukturellen Grundversorgung die Lebensbedingungen der Menschen. Erfolgreiche Entwicklungsarbeit bedeutet für sie, in gemeinsamen Projekten mit lokalen Partnern praktische und professionelle Lösungen zu

erarbeiten und umzusetzen (www.ingenieure-ohne-grenzen.org).

Der Veranstaltungsort der diesjährigen Arbeitstagung, Halle an der Saale, ist eine Stadt, in der man auf Schritt und Tritt Geschichte erleben kann. Besonders kennzeichnend für Halle sind die berühmten fünf Türme am Marktplatz und die Leopoldina. Durch die Francke'schen Stiftungen besitzt Halle eine einzigartige Schulstadt, und mit den Halloren ist die älteste Bruderschaft der Welt hier da-

heim. Außerdem genießt Halle die Vorzüge einer einmaligen Theaterlandschaft und vieler Grünflächen am Wasser ... und in den Abendstunden laden diverse Restaurants, Bars und Kneipen zum fröhlichen Verweilen ein, vor allem im September, der Halle und Umgebung meistens letzte schöne warme Spätsommertage schenkt.

Alle Informationen über die Arbeitstagung 2015 der BVPI stehen auf der Website der BVPI zur Verfügung. www.bvpi.de

Jörg Duensing als Nachfolger von Frank Puller einstimmig zum neuen Vorsitzenden der vpi Niedersachsen gewählt

Zum neuen Vorsitzenden der Vereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Niedersachsen ist einstimmig der Prüfm Ingenieur für Baustatik und Beratende Ingenieur Dipl.- Ing. Jörg Duensing (Hannover) gewählt worden. Er tritt die Nachfolge von Dipl.-Ing. Frank Puller (Braunschweig) an, der die VPI Niedersachsen seit 2009 als Vorsitzender geführt und sie in dieser Zeit als anerkannten Berufsverband der Prüfm Ingenieure seines Bundeslandes landespolitisch, berufspolitisch und gesellschaftspolitisch weiter etabliert hat.

Puller hatte schon vor der turnusgemäßen Wahl des neuen Vorstandes bei der Jahreshauptversammlung der VPI Niedersachsen im November 2014 angekündigt, dass er sich nicht noch einmal für eine Wahl als Vorstandsvorsitzender aufstellen lassen würde,

und er verwies dabei auf die in Niedersachsen geltende Altersgrenze für die Anerkennung als Prüfm Ingenieur, die er in der nächsten Wahlperiode des Vorstandes seiner Vereinigung erreichen würde.

Auch Prof. Dr.-Ing. Hans Kruse (Oldenburg), der mehr als zehn Jahre lang dem Vorstand der vpi Niedersachsen angehört hat, teilte seinen Kollegen in der Jahreshauptversammlung mit, dass er nicht erneut zur Wahl in den Vorstand antreten werde, dass er aber seine vor Jahren begonnene Arbeit für den Technischen Koordinierungsausschuss der vpi Niedersachsen auch künftig fortführen und den Ausschuss, wie er sagte, „gerne weiter unterstützen“ wolle.

Frank Pullers Nachfolger gehört dem Vorstand der vpi Niedersachsen seit 2009 an. Er ist mit seinem Büro in Hannover ein in Niedersachsen und darüber hinaus auch in an-

deren Bundesländern geschätzter Prüfm Ingenieur für Baustatik und Sachverständiger für die Prüfung der Standsicherheit, und er ist als Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau anerkannt.

Bei den Vorstandswahlen wurden als Vorstandsmitglied Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke (Braunschweig) bestätigt und als neue Mitglieder Dr.-Ing. Günter Tranel (Oldenburg) und Dipl.-Ing. Klaus Sellmann (Garbsen) gewählt. Alle Wahlen erfolgten ohne Gegenstimmen. Puller und Kruse wurden von der Landesversammlung für ihren jeweiligen erfolgreichen ehrenamtlichen Einsatz für die Belange der Prüfm Ingenieure herzlich gedankt. Diesem Dank schloss sich der neue Vorstand ausdrücklich an. Kruse gilt dieser Dank besonders für seine Bereitschaft, den Vorstand weiterhin auf Bundesebene im Technischen Koordinierungsausschuss und auf Landesebene in der Fachkommission zu unterstützen; Puller wurde vor allem für seinen erfolgreichen Einsatz als Vorstandsvorsitzender gedankt und für seine offene Art, aktuelle Fragen innerhalb und außerhalb der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure zur Sprache zu bringen. Dieser Dank ist verbunden mit den besten Wünschen für seine weitere Tätigkeit im Präsidium der Ingenieurkammer Niedersachsen.

Die neue Geschäftsadresse der VPI Niedersachsen lautet:
Vereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Niedersachsen
Karl-Wiechert-Allee 1 B
30625 Hannover
Tel.: 0511/3407-135
E-Mail : joerg.duensing@pruefing-duensing.de



DER NEUE VORSTAND der Vereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Niedersachsen (v.l.): Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke, Dipl.-Ing. Klaus Sellmann, Dipl.-Ing. Jörg Duensing, und Dr.-Ing. Günter Tranel; in der Mitte: Dipl.-Ing. Frank Puller, der langjährige frühere Vorsitzende der Landesvereinigung.

Themen des 23. Bautechnischen Seminars NRW: BIM, Software-Qualität, Bestandsbau und Betonertüchtigung

Mit besonders aktuellen und ingenieurtechnisch höchst anregenden Themen und Referaten hat das traditionelle Bautechnische Seminar NRW, das im Oktober vergangenen Jahres zum 23. Mal durchgeführt worden ist, die Erwartungen seiner zahlreichen Teilnehmer wieder einmal erfüllt. Veranstalter dieses Weiterbildungstermins, der auf den Terminkalendern vieler Ingenieure in Nordrhein-Westfalen markant notiert wird (und mittlerweile auch auf denen vieler Ingenieure in anderen Bundesländern), sind nach bewährter Gepflogenheit das Ministerium für Bauen, Wohnen, Stadtentwicklung und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen, die Landesvereinigung der Prüflingenieur VPI NRW, der Landesverband Beratender Ingenieure VBI NRW und die Ingenieurkammer Bau NRW.

Nach der Begrüßung durch den Präsidenten der nordrhein-westfälischen Landesvereinigung der Prüflingenieure, Dipl.-Ing. Alexander Pirlet, stellte Prof. Dr.-Ing. Reinhard Harte vom Lehr- und Forschungsgebiet „Statik und Dynamik der Tragwerke“ der Bergischen Universität Wuppertal die VDI-Richtlinie 6201 „Softwaregestützte Tragwerksberechnung“ vor. Harte erinnert im Rahmen seines Vortrages daran, dass es bisher in Deutschland keine Qualitätssicherung für die Entwicklung und Anwendung von Software für die Tragwerksplanung gebe, dass diese Lücke aber mit der VDI-Richtlinie 6201 geschlossen werden solle. Hartes Kollegin, Dr.-Ing. Kirsten Stopp, führte dazu einige ergänzende, sehr anschauliche und bemerkenswerte Evaluierungsbeispiele vor.

Dr.-Ing. Toralf Burkert (Jäger Ingenieure GmbH, Radebeul) zeigte in seinem aufschlußreichen Vortrag Beispiele für das Bauen im Bestand von Mauerwerksbauten. Dabei sprach er vor allem über typische tägliche statische Probleme, über den Planungsablauf und die notwendige Bestandsaufnahme sowie über die Erkundung der Bauwerksstruktur. Weiterhin stellte Burkert mögliche Instandsetzungsverfahren im Mauerwerksbau und Anwendungsbeispiele vor, wie zum Beispiel die Untersuchung des Fassadenmauerwerks der Elbphilharmonie in Hamburg und Messungen an der Sagrada Familia und der Casa Mila in Barcelona.

Der Vortrag von Dr.-Ing. Wolfgang Roeser (H+P Ingenieure, Aachen) schloss nahtlos an dieses Thema an und behandelte Ertüchtigungen im Bereich Stahlbeton- und Spannbetonbau sowie im Holzbau. Aufgrund geänderter Nutzungsanforderungen wird, so berichtete Roeser, in den nächsten Jahren eine Vielzahl von Tragwerken in eine neue Lebensperiode zu überführen sein. Dabei würden oft auch statische Eingriffe im Bestand und Ertüchtigungen erforderlich. In seinem Vortrag stellte Roeser mit vielen erklärenden und erläuternden Beispielen vor allem die planerischen Herausforderungen und die anzuwendenden Regelwerke dar, beispielsweise die bekannten Merkblätter des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins (DBV) und die Richtlinien des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Am Beispiel der Nachrechnung einer Talbrücke in Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie erklärte Roeser außerdem die praktischen Möglichkeiten von physikalisch nichtlinearen Finite Elemente-Berechnungen mit 3D-Volumen-Elementen.

Nach der Mittagspause präsentierte Dipl.-Ing. Thomas Dausinger (KKK Ingenieurgesellschaft, Düsseldorf) als Tragwerksplaner den Neubau des Kö-Bogens in Düsseldorf, der vom Architekten Daniel Libeskind geplant und von der Zech-Bau ausgeführt wurde. Die Lösung der zahlreichen ingenieurtechnischen Herausforderungen, beispielsweise für die Baugrube im städtebaulichen Umfeld der Tunnelbaustelle der Wehrhahnlinie oder für die vorgespannten Decken des Hochbaus und der aufwendigen Fassade, wurden mit beeindruckenden Baustellenfotos demonstriert und visualisiert.

Die DIN EN 1090 „Ausführung von Stahlbauten“ im Vergleich zur DIN 18800-7 war Thema des Vortrags von Dipl.-Ing. Jörg Mährlein (Gesellschaft für Schweißtechnik International mbH, Niederlassung Duisburg). Bisher bestätigte, so berichtete Mährlein, die Bescheinigung gemäß DIN 18800-7, Element 1312, die Eignung eines Betriebes zum Schweißen von Stahlbauteilen. Im Ergebnis war dabei das Schweißen der maßgebende Prozess. Die Bescheinigung gemäß DIN EN 1090-1 bestätigt nun hingegen, dass der Hersteller über ein wirksames System der werkseigenen Produktionskontrolle (WPK) verfügt. Es wird dabei aber keine konkrete Aussage mehr über die Leistungen des Pro-

dukts machen. Daher kommt wohl der Bauüberwachung gemäß Paragraf 81 der Landesbauordnung NW zukünftig beim Schweißen eine zunehmende und besondere Bedeutung zu.

Um das Bauen im Bestand ging es auch in dem Vortrag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Brameshuber (Institut für Baustoffkunde der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen), der die baustoffkundlichen Aspekte in den Vordergrund stellte. Auch hier wurde auf die Bedeutung der DBV-Merkblätter „Bauen im Bestand“ hingewiesen. Brameshuber zeigte verschiedene Methoden der Untersuchung alter Bauwerke, wie zum Beispiel das Impact-Echo-Verfahren. Sowohl für die Abschätzung der Tragfähigkeit und Steifigkeit der Baustoffe als auch für die Anwendung von Prüfverfahren müsse aber, so mahnte Brameshuber kollegial, eine ausreichende Erfahrung vorausgesetzt werden. Hier sei eine sehr enge Zusammenarbeit aller am jeweiligen Bau Beteiligten für den Erfolg maßgebend.

Schließlich referierte Dipl.-Ing. Andreas Plietz (Bautechnik-Referent beim Ministerium für Bauen, Wohnen, Stadtentwicklung und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen) über diverse Brandereignisse bei Wärmedämmverbundsystemen. Er berichtete besonders über die Auswertung von mehreren Brandereignissen und über die Ergebnisse zahlreicher Brandversuche, die von einer speziellen Projektgruppe durchgeführt worden sind. Außerdem erläuterte Plietz Neuigkeiten in Bezug auf die Bauregelliste B im Spannungsfeld zwischen der Bauwerksicherheit einerseits und dem europäischen Bauproduktenrecht andererseits. Im Zuge einer Klage der Europäischen Kommission gegen die Bundesrepublik Deutschland habe nämlich der Europäische Gerichtshof entschieden, dass Zusatzanforderungen in den Bauregellisten der Länder im Einzelfall eine unzulässige Marktbehinderung für europäisch harmonisierte Bauprodukte darstellen könnten (siehe hierzu auch den ausführlichen Bericht auf Seite 16).

Das Schlußwort erfolgte durch den Präsidenten der Ingenieurkammer Bau NRW, Dr.-Ing. Heinrich Bökamp.

Dr.-Ing. Wolfgang Roeser, Aachen

Landesvereinigung Schleswig-Holstein beteiligt sich am Deutschlandstipendium des Bundesbildungsministeriums



DR. JOACHIM SCHEELE, der Vorsitzende der Vereinigung der Prüfengeure für Baustatik des Landes Schleswig-Holstein, übergibt an der Fachhochschule Lübeck der Ingenieurstudentin Charlotte Ritter die Urkunde, mit der ihr das Deutschlandstipendium der Landesvereinigung verbrieft wird. Stolz darauf sind auch der Vizepräsident der Fachhochschule, Prof. Dr.-Ing. Joachim Lutz, und Nicole Grimm, die in der Abteilung Wissenstransfer der Fachhochschule deren Deutschlandstipendien organisatorisch betreut.

Mit der ausdrücklichen Intention, den anderen Landesvereinigungen der Prüfengeure speziell in dieser Sache ein Vorbild zu sein, hat sich die Landesvereinigung der Prüfengeure in Schleswig-Holstein dem Deutschlandstipendium angeschlossen, mit dem der Bund (in diesem Fall das Bundesministerium für Bildung und Forschung) und zahlreiche private Mittelgeber seit dem Sommersemester 2011 leistungsstarke und engagierte Studierende finanziell unterstützen. Mit diesem Programm erhalten solche Studierende eine monatliche Förderung von 300 Euro, deren bisheriger Werdegang herausragende Leistungen in Studium und Beruf erwarten lässt. Bereits drei Viertel aller staatlichen und staatlich anerkannten Hochschulen in Deutschland und mehr als 4.000 Förderer beteiligen sich an diesem Stipendienprogramm.

Nach der aktuellen Bundesstatistik des Statistischen Bundesamtes wurden bis Ende 2013 insgesamt 19.740 (2012: 13.896) Deutschlandstipendien vergeben. Dies bedeutet eine Steigerung um 42 Prozent gegenüber 2012. Die meisten Stipendien wurden in Nordrhein-Westfalen vergeben (5.428), gefolgt von Bayern (3.116), Baden-Württemberg (2.837),

Hessen (1.803) Niedersachsen (1.721) und Sachsen (1.069). Bezogen auf den Anteil der geförderten Studierenden im jeweiligen Bundesland lag das Saarland vorn, gefolgt von Bremen, Sachsen und Niedersachsen.

Insbesondere bei den sogenannten MINT-Fächern werden weibliche Studierende überproportional gefördert (Ingenieurwissenschaften: 29 Prozent Stipendiatinnen gegenüber 26 Prozent weiblichen Studierenden allgemein; Mathematik und Naturwissenschaften: 38 Prozent Stipendiatinnen gegenüber 36,8 weiblichen Studierenden allgemein). Von den Stipendiatinnen und Stipendiaten sind 67 Prozent an Universitäten und 30 Prozent an Fachhochschulen eingeschrieben (Studierende insgesamt: 64 respektive 32 Prozent).

Laut Gesetz muss mindestens ein Drittel der Stipendienmittel ohne Zweckbindung vergeben werden. Auch 2013 wurde dieser Wert deutlich übertroffen. 52 Prozent (Vorjahr: 57 Prozent) der Stipendien waren nicht mit einer fachlichen Festlegung von Seiten der Mittelgeber versehen. Jeweils 47 Prozent der Stipendien gingen in 2012 und 2013 an Frauen (dies entspricht dem Anteil der Frauen an der Studierendenschaft insgesamt).

Das erste Stipendium der deutschen Prüfengeure empfängt die Ingenieurstudentin Charlotte Ritter, die an der Fachhochschule Lübeck studiert. Der Vorsitzende der Landesvereinigung Schleswig-Holstein, Dr.-Ing. Joachim Scheele, hat dazu mitgeteilt, dass sich der Aufwand seiner Landesvereinigung in Grenzen halte, denn die monatliche Zuwendung der Prüfengeure in Höhe von 150 Euro wird vom Bund verdoppelt, sodass die Studierenden mit monatlich 300 Euro eine deutlich spürbare finanzielle Unterstützung erfahren, die so den Zweck des Deutschlandstipendiums erfüllt, junge Menschen bei der Entfaltung ihrer Talente zu fördern. Dies sei, wie Bundesbildungsministerin Prof. Dr. Johanna Wanka neulich dazu sagte, „eine der gewinnbringendsten Investitionen und eine Aufgabe für die ganze Gesellschaft“, denn das Deutschlandstipendium sei weit mehr als eine finanzielle Unterstützung: Im Rahmen dieses Programms entstünden Mentoringprogramme, Netzwerke und Projekte, die für viele von Interesse und Nutzen seien.

Die Brandschutzteile der Eurocodes als neue Regelnorm für die Brandschutzbemessung von Bauteilen und Tragwerken

Welche Prämissen sind für die Brandschutzbemessung mit Naturbrandmodellen sinnvoll und wie werden sie geprüft?

Nachdem die Brandschutzteile der Eurocodes und deren Nationale Anhänge (NA) im Jahre 2010 veröffentlicht worden waren, wurden sie 2012 in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen (MLTB) und in der Folge auch in die LTB der Bundesländer aufgenommen. Sie sind mittlerweile bauaufsichtlich eingeführt und stellen nun die Regelnorm für die Brandschutzbemessung von Bauteilen und Tragwerken dar. Im vorliegenden Beitrag wird beschrieben, unter welchen Randbedingungen eine Anwendung von Naturbrandmodellen für die Brandschutzbemessung sinnvoll ist und wie bei der Prüfung vorzugehen ist. Hierbei werden erste Erkenntnisse der Auswirkungen der Ergänzungen der Musterliste der Technischen Baubestimmungen bezüglich der Anwendung von Naturbrandmodellen nach Eurocode 1 Teil 1-2 (EC 1-1-2) dargestellt sowie die sich darauf beziehenden geplanten Änderungen des Nationalen Anhangs zu EC 1-1-2 (EC 1-1-2/NA) vorgestellt. Die Regelungen in Anlage 1.2/1 der MLTB 09/2013 geben der Anwendung von Naturbrandmodellen einen Rahmen und den Genehmigungsbehörden ein Hilfsmittel für die Bewertung der zahlreichen Eingangsparameter. Grundsätzlich sind die Änderungen als großer Fortschritt in Richtung eines leistungsbezogenen Brandschutznachweises zu betrachten. Einige Einschränkungen in den Änderungen sind aber aus wissenschaftlicher Sicht zu überdenken. Dies betrifft beispielsweise die Berücksichtigung des Flashovers, deren Regelung im künftigen Nationalen Anhang entsprechend dem aktuellen Stand der Wissenschaft neu gefasst werden wird.



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jochen Zehfuß

studierte Bauingenieurwesen an der TU Braunschweig und ist Prüfsachverständiger für Brandschutz in Schleswig-Holstein; er leitet seit 2013 das Fachgebiet Brandschutz des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig; seit 2004 ist er der *hhpberlin Ingenieure für Brandschutz GmbH* (Berlin, Hamburg) beruflich verbunden, zunächst als wissenschaftlicher Leiter des Bereichs Ingenieurmethoden und ab 2008 als Leiter der Niederlassung Hamburg; seit 2012 vertritt er das Unternehmen als Gesellschafter und Mitglied der Geschäftsleitung.

www.ibmb.tu-braunschweig.de

1 Einführung

Die 2010 veröffentlichten Brandschutzteile der Eurocodes und deren Nationale Anhänge (NA) sind 2012 in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen (MLTB) und in der Folge in die Listen der Technischen Baubestimmungen (LTB) der Bundesländer aufgenommen worden. Sie sind somit bauaufsichtlich eingeführt und stellen die Regelnorm für die Brandschutzbemessung von Bauteilen und Tragwerken dar. Der aktuelle Stand kann auf der Informationsseite der Bauministerkonferenz unter www.is-argebau.de abgerufen werden.

Nachweise nach DIN 4102-4 können nur noch für die Fälle angewendet werden, für die in den Eurocodes keine Bemessungsregeln existieren, wie zum Beispiel für Ausführungsdetails oder für Sonderbauteile (Brandwände). Die entsprechend überarbeitete Restnorm DIN 4102-4 liegt als Entwurf seit Juni 2014 vor. Aufgrund der zahlreichen Einsprüche ist zurzeit nicht abzusehen, wann und in welcher Form die novellierte DIN 4102-4 verabschiedet und als Technische Baubestimmung bauaufsichtlich eingeführt werden wird.

Die Eurocodes sehen neben den aus der DIN 4102-4 bekannten Bemessungstabellen auch vereinfachte und allgemeine Rechenverfahren vor. Die allgemeinen Rechenverfahren können für die Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Bauteilen oder Tragwerken im Brandfall unter Berücksichtigung temperaturabhängiger thermischer und thermomechanischer Materialeigenschaften und thermischer Dehnungen angewendet werden. Für Beanspruchungen nach der Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) sind die allgemeinen Rechenverfahren als Regelnachweis anwendbar.

Aufgrund der Komplexität und des vergleichsweise großen Aufwandes dieser Nachweisverfahren eignen sie sich jedoch besonders für Naturbrandbeanspruchungen. Derartige Nachweise erfordern jedoch eine Abweichung von den bauordnungsrechtlichen Vorschriften und sind nur in Abstimmung mit den Genehmigungsbehörden anwendbar. In der Musterliste der Technischen Baubestimmungen von September 2013 [1] werden Randbedingungen für die Anwendung der Naturbrandverfahren beschrieben, welche in der Folge von den Bundesländern sukzessive in die entsprechenden LTB übernommen wurden.

Im vorliegenden Beitrag wird deshalb beschrieben, unter welchen Randbedingungen eine Anwendung von Naturbrandmodellen für die Brandschutzbemessung sinnvoll ist und wie bei der Prüfung vorzugehen ist. Hierbei werden erste Erkenntnisse der Auswirkungen der Ergänzungen in der Musterliste der Technischen Baubestimmungen bezüglich der Anwendung von Naturbrandmodellen nach Eurocode 1 Teil 1-2 (EC 1-1-2) [2] dargestellt sowie die sich darauf beziehenden geplanten Änderungen zum Nationalen Anhang zu EC 1-1-2 (EC 1-1-2/NA) [3] vorgestellt.

2 Brandschutzbemessung nach Eurocode

2.1 Bauaufsichtliche Einführung

Bisher waren alle technischen Regeln zum Brandschutz, so auch die Bemessungsnorm DIN 4102-4, unter Ziffer 3 der LTB zusammengefasst. Mit der Ablösung der DIN 4102-4 als „Regel-Bemessungsnorm“ für den Brandfall durch die Brandschutzteile der Eurocodes erfolgt eine Neuordnung in den LTB. Die technischen Regeln für die Einwirkungen im Brandfall (EC 1-1-2 und NA) finden sich nun unter der Ziffer 1 „Technische Regeln zu Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen“, und zwar direkt unter der entsprechenden kalten Einwirkungsnorm EC 1-1-1. Die brandschutztechnischen Bemessungsregeln EC x-1-2 und NA sind bei den „Technischen Regeln zur Bemessung und zur Ausführung“ unter Ziffer 2 bei den jeweiligen Baustoffen direkt unter der entsprechenden kalten Bemessungsnorm EC x-1-1 zu finden.

In Ziffer 3 „Technische Regeln zum Brandschutz“ der MLTB ist die DIN 4102-4 noch enthalten. Diese gilt für die Bemessungsregeln, die nicht in den Eurocodes enthalten sind, beispielsweise für Sonderbauteile, historische Bauweisen und für Ausführungsdetails [4]. Die als Entwurf vorliegende überarbeitete Restnorm DIN 4102-4 soll 2015 als konsolidierte Fassung vom DIN veröffentlicht werden, in der alle nicht in den Eurocodes enthaltenen Nachweise verbleiben, sodass keine Nachweislücke entsteht, wenn die Eurocodes bauaufsichtlich eingeführt und die alte DIN 4102-4 zurückgezogen wird. Mit der novellierten DIN 4102-4 werden die DIN 4102-22 sowie die Änderung A1 zu DIN 4102-4 (03.94) zurückgezogen. In Anlage 3.1/1 der LTB wird festgelegt, dass für die Bemessung tragender Bauteile im Brandfall die baustoffbezogenen Eurocode-Brandschutzteile gelten, sodass eine Bemessung nach DIN 4102-4 nur noch für solche Nachweise möglich ist, die in den Brandschutzteilen der Eurocodes nicht geregelt sind.

Eurocode 1 Teil 1-2 sieht in Abschnitt 3 vor, dass die thermischen Einwirkungen im Brandfall neben der Einheits-Temperaturzeitkurve

auch mit Naturbrandmodellen ermittelt werden können. Im Nationalen Anhang zu EC 1-1-2 wird festgelegt, dass Nachweise auf der Basis von Naturbrandmodellen nur im Zusammenhang mit einem Brandschutznachweis erstellt werden sollen. Bei der Anwendung von Eurocode 1 Teil 1-2 muss die Anlage 1.2/1 der LTB beachtet werden. Bisher war hier festgelegt, dass Naturbrandmodelle von der Einführung ausgenommen sind. In der Ergänzung zur MLTB 09/2012 wurde die Anwendung von Naturbrandmodellen unter bestimmten Randbedingungen eingeführt, auf die weiter unten noch eingegangen wird. Somit ist die Anwendung von Naturbrandmodellen grundsätzlich möglich.

Die Übernahme dieser Regelung ist noch nicht in allen Bundesländern erfolgt. **Tabelle 1** gibt einen Überblick (Stand Februar 2015), in welchen Bundesländern Naturbrandmodelle grundsätzlich eingeführt sind. Es ist zu erwarten, dass die Einführung der Naturbrandmodelle in den anderen Bundesländern sukzessive erfolgt.

2.2 Bemessung mit Naturbrandmodellen

In **Abb. 1** wird die grundsätzliche Vorgehensweise bei den Brandschutznachweisen nach Eurocode gezeigt. Die Eurocodes sehen danach prinzipiell drei verschiedene Nachweisebenen vor:

- Ebene 1: Tabellarische Daten,
- Ebene 2: Vereinfachte Rechenverfahren,
- Ebene 3: Allgemeine Rechenverfahren.

Neben dem klassischen Weg, die thermischen Einwirkungen über nominelle Temperaturzeitkurven, wie die ETK, zu bestimmen, besteht nun auch die Möglichkeit, die thermischen Einwirkungen individuell und leistungsorientiert mit Naturbrandmodellen zu berechnen.

Eurocode 1 Teil 1-2 unterscheidet bei den thermischen Einwirkungen auf Bauteile zwischen den nominellen Temperaturzeitkurven, wie zum

Bundesland	LTB vom	Naturbrand nach Ziffer 3 EC 3-1-2
Baden-Württemberg	14. November 2014	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Bayern	20. November 2014	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Berlin	17. Januar 2014	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Brandenburg	02. September 2013	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Bremen	21. August 2013	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Hamburg	28. Januar 2014	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Hessen	06. März 2014	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Mecklenburg-Vorpommern	17. März 2014	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Niedersachsen	07. März 2014	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Nordrhein-Westfalen	22. Mai 2012	Ist nicht anerkannt
Rheinland-Pfalz	22. Oktober 2014	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Saarland	21. August 2014	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Sachsen	22. Februar 2014	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Sachsen-Anhalt	01. Juli 2014	Ist mit Einschränkungen anerkannt
Schleswig-Holstein	Dezember 2011	Ist nicht anerkannt
Thüringen	12. August 2013	Ist mit Einschränkungen anerkannt

Tab. 1: Bauaufsichtliche Einführung von Naturbrandmodellen in den Listen der Technischen Baubestimmungen (LTB) der Bundesländer

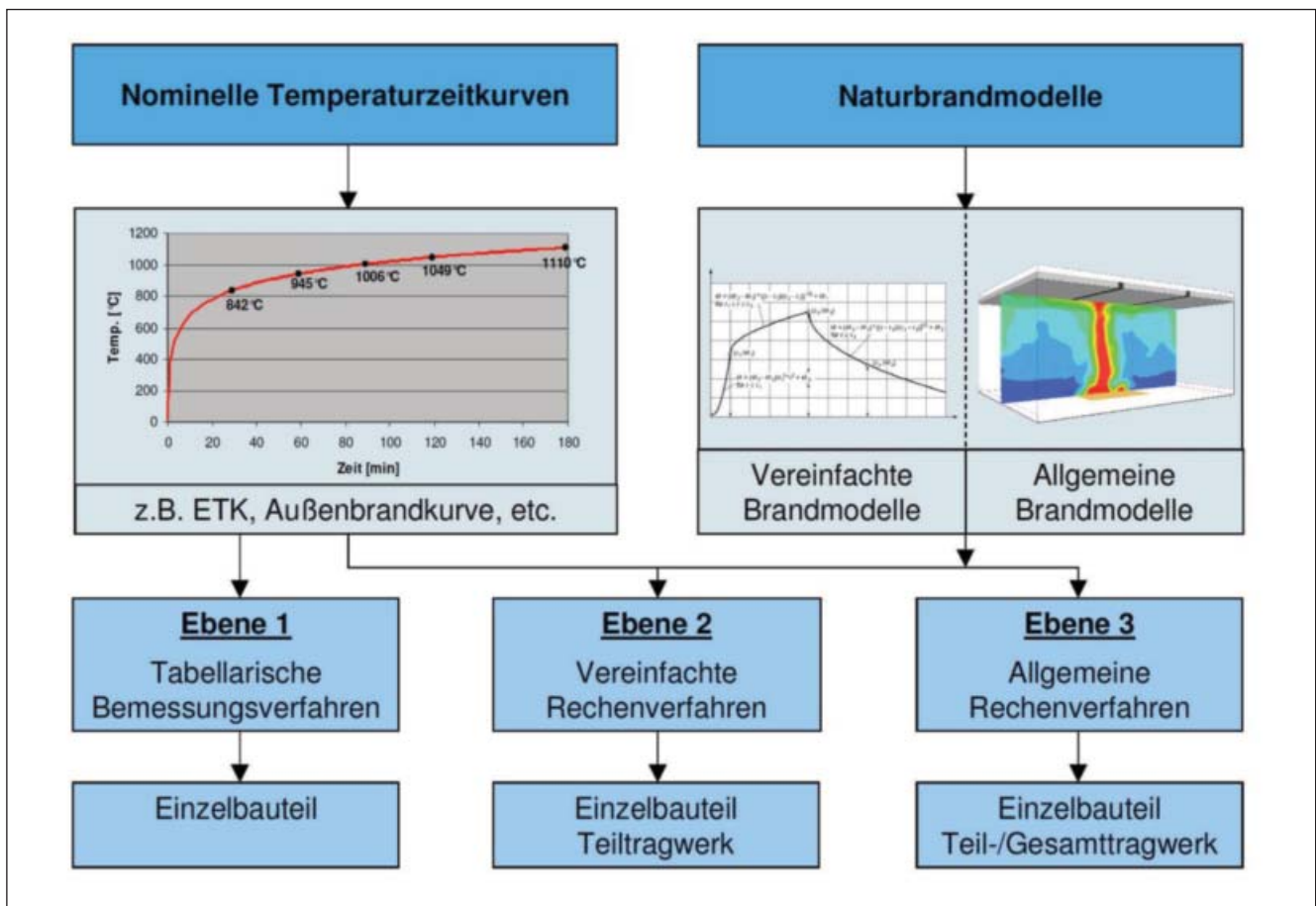


Abb. 1: Ablaufdiagramm Brandschutznachweise nach Eurocode [5]

Beispiel der ETK oder der Außenbrandkurve, bei denen der Temperaturzeitverlauf der thermischen Einwirkung direkt vorgegeben ist, und den Naturbrandmodellen. Der Verlauf der nominellen Temperaturzeitkurven ist von den Brandparametern eines zu erwartenden Brandes unabhängig und soll die Brandeinwirkungen pauschalisierend auf der sicheren Seite abdecken. Die ETK ist für (Voll-)Brände in Standardgebäuden abgeleitet worden, für andere Nutzungen ist der Temperaturzeitverlauf der ETK in der Regel unrealistisch.

Eurocode 1 Teil 1-2 unterscheidet zwischen vereinfachten und allgemeinen Naturbrandmodellen. Bei den vereinfachten Naturbrandmodellen handelt es sich um Näherungsverfahren, mit denen in einer einfachen Handrechnung der Temperaturzeitverlauf eines natürlichen Brandes in Abhängigkeit von den wesentlichen physikalischen Eingangsgrößen berechnet werden kann.

Als allgemeine Naturbrandmodelle werden die aus der Brand- und Rauchgassimulation bekannten Zonen- und Feldmodelle bezeichnet, mit denen mit iterativen Verfahren die Gaseigenschaften sowie der Massen- und Energieaustausch zwischen bestimmten Kontrollvolumina berücksichtigt werden.

Grundlage der Naturbrandmodelle sollte ein reales Brandszenario mit dem zugehörigen Bemessungsbrand sein. Ausführliche Hinweise und Hilfen werden hierzu in Kapitel 4 des vfdb-Leitfadens [5] gegeben. Der Bemessungsbrand beschreibt den durch das Brandszenario hervorgerufenen möglichen Brandverlauf quantitativ in Form von zeitabhängigen Brandparametern, wie zum Beispiel der Wärmefreisetzungsrate. Das Bauwerk ist so auszulegen, dass bei Auftreten des Bemessungsbrandes die in der Bauordnung verankerten Schutzziele erreicht wer-

den können. Der Bemessungsbrand lässt sich auf diese Weise physikalisch eindeutiger beschreiben als durch die Vorgabe nomineller Temperaturzeitkurven.

3 Anwendung von Naturbrandmodellen

3.1 Randbedingungen

Für die Brandschutzbemessung mit Brandbeanspruchung nach der ETK liegen jahrzehntelange Erfahrungen vor. Ohne das Sicherheitsniveau quantifizieren zu können, herrscht in der Fachwelt die einheitliche Meinung, dass die Sicherheitsmarge ausreichend hoch ist, eine gesellschaftliche Akzeptanz ist gegeben. Der Nachteil dieser Bemessung ist jedoch, dass sie sehr statisch und unflexibel ist. Die thermischen Einwirkungen werden bei nominellen Temperaturzeitkurven, wie der ETK, pauschalisierend vorgegeben, die tatsächlich vorhandenen Randbedingungen der Brandraumgröße, der Brandgeometrie, der Brandlasten und der Ventilationsverhältnisse sowie die anlagentechnischen Brandschutzmaßnahmen spielen bei der Brandschutzbemessung der Bauteile keine Rolle. Dies kann zu einer konservativen Bemessung führen, bei der ein quasi unsinniger Sicherheitsgewinn erzielt wird.

Verdeutlicht werden kann das am Beispiel eines Bürogebäudes der Gebäudeklasse 5 gemäß Musterbauordnung der Länder (MBO). Die tragenden Bauteile sind für vorgenanntes Gebäude nach MBO feuerbeständig auszuführen, für die Bemessung ist die ETK anzusetzen, also ein Vollbrand mit 90-minütiger Beanspruchung. Die in Bürogebäuden vorhandenen Brandlasten sind jedoch allenfalls für einen 45- bis maximal 60-minütigen Vollbrand ausreichend.

Weiterhin lässt die Brandschutzbemessung mit der ETK keine Berücksichtigung anlagentechnischer Brandschutzmaßnahmen, wie zum Beispiel Löschanlagen, zu. Diese sind jedoch in einer Vielzahl von Sonderbauten vorhanden. In Brandschutznachweisen werden die anlagentechnischen Brandschutzmaßnahmen bei der Bemessung der Rauchableitung berücksichtigt. Eine Löschanlage wirkt sich im Brandfall unzweifelhaft positiv auf die Brandraumtemperaturen und somit auf die thermischen Einwirkungen auf die Bauteile aus. Dieser Vorteil bleibt bei der ETK-Bemessung unberücksichtigt. Die Naturbrandverfahren erlauben die Berücksichtigung anlagentechnischer Maßnahmen, wobei die Zuverlässigkeit im Rahmen des Sicherheitskonzeptes nach EC 1-1-2/NA berücksichtigt wird.

Die Anwendung von Naturbrandmodellen nach EC 1-1-2 [2] und zugehörigem Nationalen Anhang [3] ermöglicht eine risikogerechte Ermittlung der thermischen Einwirkungen auf das Tragwerk beziehungsweise die Bauteile. Diese risikogerechte Vorgehensweise kann wirtschaftliche und gestalterische Vorteile bieten, da zum Beispiel Betonüberdeckungen oder Bekleidungen reduziert werden oder Bauteilquerschnitte schlanker ausgelegt werden können.

Die Ermittlung der Brandbeanspruchung eines natürlichen Brandes mit Naturbrandmodellen führt insbesondere bei größeren Räumen zu einer realistischeren Erfassung des Temperaturzeitverlaufs. Der Temperaturzeitverlauf des natürlichen Brandes übersteigt die ETK häufig in der Anfangsphase. Nach Erreichen der Maximaltemperatur fallen die Temperaturen wieder ab, wohingegen die ETK stetig ansteigt. Beim Nachweis mit Naturbrandmodellen muss der Nachweis der Standsicherheit des Bauteils für die gesamte Branddauer von Brandbeginn bis zum Ausklingen des Brandes erfolgen. Die Länge des Brandes ist dabei von den erwähnten Randbedingungen abhängig. Durch Sicherheitszuschläge für die angesetzten Brandlasten, die Wärmefreisetzungsrate und die anlagentechnischen Brandschutzmaßnahmen wird ein adäquates und quantifizierbares Sicherheitsniveau gewährleistet.

Bei der Anwendung von Naturbrandmodellen ist zu berücksichtigen, dass die materiellen Anforderungen in den Bauordnungen auf der Klassifizierung nach der ETK basieren. Die Anforderung *feuerhemmend* entspricht beispielsweise der Klassifizierung R30 (Feuerwiderstandsdauer 30 Minuten), *feuerbeständig* der Klassifizierung R90 (Feuerwiderstandsdauer 90 Minuten). Bei der Anwendung von Naturbrandmodellen werden die Intensität und die Dauer der thermischen Einwirkung individuell bestimmt, ein Bezug zu einer Feuerwiderstandsdauer oder Klassifizierung ist nicht möglich. Folglich ist eine Abweichung von den materiellen Anforderungen an den Feuerwiderstand der tragenden Bauteile auf Grundlage von Paragraph 67 Absatz 1 der MBO beziehungsweise der Bauordnungen der Länder (LBO) erforderlich. Im Bauantrag oder im Brandschutznachweis muss dargestellt werden, unter welchen Randbedingungen das Naturbrandmodell angewendet wird, welches Naturbrandmodell verwendet wird und wie die unter Umständen unterstellte Nutzungseinschränkung (zum Beispiel aufgrund begrenzter Brandlasten) sichergestellt werden soll.

Die Anwendung von Naturbrandmodellen erfordert eine sehr sorgfältige Vorgehensweise bei der Brandschutzbemessung. Der Nachweisaufwand ist höher als bei der Bemessung mit einer nominellen Temperaturzeitkurve, wie der ETK. Die Festlegung der maßgeblichen Brandszenarien, ihrer Lage und des Bemessungsbrandes bedingt eine Vielzahl von Überlegungen, die nur im Rahmen eines schutzzielorientierten, ganzheitlichen Brandschutznachweises angestellt werden können. Der Verlauf des Bemessungsbrandes ist von den wesentli-

chen Brandparametern abhängig. Bezüglich der Ventilationsverhältnisse ist zu untersuchen, ob eine niedrige Ventilation (ventilationsgesteuerter Brand) oder eine große Ventilation (brandlastgesteuerter Brand) maßgeblich sind. Für die Brandlasten sind die in [3] tabellierten 90%-Quantilwerte anzusetzen. Die angesetzten Brandlasten stellen eine Nutzungsbeschränkung dar, die in der Baugenehmigung festgelegt wird und deren Einhaltung durch organisatorische Maßnahmen sicherzustellen ist.

Die Einhaltung der in der Baugenehmigung unterstellten Randbedingungen und der gegebenenfalls vorgeschriebenen Nutzungsbeschränkungen kann durch regelmäßige Überprüfungen (die Anlage 1.2/1 MLTB besagt: innerhalb des ersten Jahres und dann alle drei bis fünf Jahre) erfolgen, zum Beispiel durch einen Brandschutzbeauftragten oder durch einen Prüfer beziehungsweise Prüfsachverständigen für Brandschutz.

3.2 Prüfung der Nachweise

Der Feuerwiderstand der Bauteile wird im bauaufsichtlichen Verfahren vom Prüfer beziehungsweise vom Prüfsachverständigen für Standsicherheit geprüft. Bei Anwendung des Naturbrandverfahrens sind besondere Sachkenntnisse auf dem Gebiet der Brandszenarien und der Brandverläufe erforderlich. Gemäß Anlage 1.2/1 der MLTB muss der mit der Prüfung des Standsicherheitsnachweises beauftragte Prüfer oder Prüfsachverständige zugleich Prüfer/Prüfsachverständiger für Brandschutz sein, oder er muss für die Beurteilung der Brandeinwirkungen einen mit Naturbrandmodellen erfahrenen Prüfer/Prüfsachverständigen für Brandschutz heranziehen. Im Rahmen der Prüfung der thermischen Einwirkungen sind gemäß Anlage 1.2/1 MLTB alle Eingangsparameter auf Vollständigkeit und Richtigkeit zu überprüfen, stichprobenartige Prüfungen oder Plausibilitätsprüfungen genügen nicht. Durch den Prüfer ist eine Vergleichsrechnung anzustellen.

Im Brandschutznachweis sind die Auswahl

- der maßgeblichen Brandszenarien,
- der Szenarienorte mit ihren Brandverläufen,
- der maßgeblichen Ventilationsverhältnisse,
- das Zusammenwirken mit unterstützenden und raumabschließenden Bauteilen,
- gegebenenfalls anlagentechnische Maßnahmen und organisatorische Brandschutzmaßnahmen

ganzheitlich darzustellen. Diese sind vom Prüfer/Prüfsachverständigen für Brandschutz zu prüfen.

Die Schnittstelle zwischen dem Prüfer für Brandschutz und Standsicherheit liegt zwischen der thermischen Einwirkung und der thermischen Analyse der Bauteile (**Abb. 2**). Die thermische Einwirkung wird vom Prüfer/Prüfsachverständigen für Brandschutz geprüft. Die daraus resultierende Erwärmung der Bauteile (thermische Analyse) und das Trag- und Verformungsverhalten des Tragwerks (mechanische Analyse) unter Berücksichtigung der Erwärmung, reduzierter Materialeigenschaften und thermischer Dehnungen ist vom Prüfer/Prüfsachverständigen für Standsicherheit zu prüfen. Die Praxis zeigt jedoch, dass insbesondere bei Anwendung des allgemeinen Rechenverfahrens zurzeit häufig Probleme auftreten, da die Prüfer/Prüfsachverständigen für Standsicherheit teilweise noch wenig Erfahrung mit den Nachweisen haben und entsprechende Rechenprogramme nicht zur Verfügung stehen. Daher werden insbesondere bei der

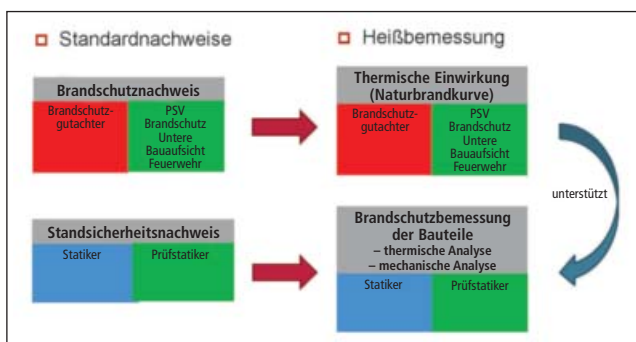


Abb. 2: Aufstellung und Prüfung der Nachweise

thermischen Analyse häufig Prüfengeure/Prüfsachverständige für Brandschutz mit entsprechender Sachkenntnis hinzugezogen.

Die thermische Einwirkung eines Naturbrandes wird individuell in Abhängigkeit von den vorliegenden Randbedingungen ermittelt. In Anlage 1.2/1 der MLTB wird daher folgerichtig gefordert, dass geeignete Maßnahmen festzulegen sind, die die Einhaltung der im Naturbrandverfahren unterstellten Randbedingungen sicherstellen. Dies gilt nicht nur für die Brandlasten, sondern auch für sämtliche andere Randbedingungen, wie Ventilationsverhältnisse, Brandraumgeometrien und thermische Eigenschaften der Umfassungsbauteile. Es ist daher zu prüfen, ob Abweichungen vom genehmigten Zustand, die unter Umständen genehmigungsfrei sein können, wie zum Beispiel eine nachträgliche Dämmung, der Einbau eines Sonnenschutzes, das Versetzen nichttragender raumabschließender Trennwände et cetera, einen Einfluss auf die im Naturbrandverfahren ermittelte thermische Einwirkung haben. Die Randbedingungen und Eingangsgrößen für das Naturbrandverfahren sind daher im Brandschutznachweis unter Berücksichtigung von Wechselwirkungen (Rettungswegen, Brandbekämpfung) niederzulegen.

In einigen Bundesländern müssen der geprüfte Standsicherheitsnachweis und der geprüfte Brandschutznachweis nicht schon mit dem Bauantrag eingereicht werden, sondern erst zu Baubeginn vorliegen. In diesem Fall ist eine enge Abstimmung der beteiligten Prüfer mit der Genehmigungsbehörde unerlässlich. Wenn das Naturbrandverfahren angewendet wird, ist eine Abweichung zu beantragen, und wenn Nutzungsbeschränkungen erforderlich werden, ist die Baugenehmigung zu ergänzen.

3.3 Wahl des geeigneten Naturbrandmodells

Neben der Festlegung des Bemessungsbrandszenarios und des Bemessungsbrandes ist auch ein Augenmerk auf die richtige Wahl des für den Bemessungsfall zutreffenden Modells zu legen. Hierbei sind der Anwendungsbereich und die Leistungsfähigkeit der Modelle zu beachten [5].

Die Wahl des geeigneten Modells für die Bestimmung der Brandeinwirkungen im Rahmen des Naturbrandverfahrens hängt im Wesentlichen mit dem zu führenden Nachweis beziehungsweise mit der Fragestellung zusammen. Die **Tabelle 2** kann Hilfestellung bei der Wahl des geeigneten Modells sein. Bei der Zusammenstellung wurden „sinnvolle“ Anwendungsbereiche berücksichtigt. Unter Umständen können die Modelle auch für andere Anwendungsbereiche angewendet werden, in denen sie dann jedoch unrealistische oder weit auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse erzielen. Tabelle 2 hat Empfehlungscharakter, die individuellen Randbedingungen der konkreten Fragestellung können im Einzelfall zu Entscheidungen führen, die von der Tabelle abweichen.

4 Änderungen im Nationalen Anhang

4.1 Allgemeines

Vom zuständigen DIN-Normausschuss 005-52-22 „Konstruktiver baulicher Brandschutz“ wurden im Februar 2014 Änderungen und Ergänzungen zu EC 1-1-2/NA beschlossen, mit denen nicht nur Schreibfehler beseitigt wurden, sondern auch den Festlegungen in Anlage 1.2/1 der MLTB Rechnung getragen wird.

In Anlage 1.2/1 Abschnitt 6 der MLTB werden konkrete Änderungen für eine Reihe von Eingangsdaten zur Ermittlung des Bemessungsbrandes (Bemessungs-Wärmefreisetzungsrate) vorgegeben. In **Tabelle 3** werden die Angaben für diese Werte nach gültigem Nationalen Anhang (Stand 12/2010), der MLTB (Stand 09/2013) und der geplanten Überarbeitung des Nationalen Anhangs (Stand 2015) zusammenfassend dargestellt. Auf die wesentlichen Änderungen wird weiter unten detaillierter eingegangen.

4.2 Berücksichtigung des Flashovers

Die Regelung in Anlage 1.2/1 der MLTB, nach der die Brandentwicklungsphase nach zehn Minuten abgeschlossen und die maximale Wärmefreisetzungsrate zu diesem Zeitpunkt erreicht werden muss, ist aus

Brandszenario/Fragestellung	Vereinfachtes Naturbrandmodell	Allgemeines Naturbrandmodell
Kleine bis mittelgroße Räume ($A < 400 \text{ m}^2$)	Parametrische Temperaturzeitkurven nach EC 1-1-2: NA Anhang AA	Zonenmodelle
Große Räume ($A > 400 \text{ m}^2$)	EC 1-1-2 Anhang C, ggf. kombiniert mit EC 1-1-2: NA Anhang AA	CFD-Modelle, Mehrraumzonenmodelle ($A < 1600 \text{ m}^2$)
Hohe Räume ($H > 6 \text{ m}$), z. B. Atrien	EC 1-1-2 Anhang C	CFD-Modelle, (Mehrraumzonenmodelle, $A < 1600 \text{ m}^2$)
Langgezogene Räume ($L/B > 4$), z. B. Tunnel	–	CFD-Modelle, (Mehrraumzonenmodelle)
Vertikaler Brandüberschlag / Fassade	–	CFD-Modelle
Horizontaler Brandüberschlag (Gebäude-Gebäude)	–	CFD-Modelle
Freibrände	EC 1-1-2 Anhang C	CFD-Modelle
Fortschreitender Brand (Brandausbreitung, z. B. Garage)	–	CFD-Modelle

Tab. 2: Wahl des geeigneten Modells zur Bestimmung der Brandeinwirkungen im Rahmen des Naturbrandverfahrens

Lfd. Nr.	EC 1-1-2/NA: 10-2012	MLTB 09/2013	Geplante Änderung EC 1-1-2/NA: 2015 und Kommentar
6.1	Faktor $q_{f,k}$ fehlt in Gl. (BB.1)	Schreibfehler korrigiert	Schreibfehler im NA korrigiert
6.2	$\chi = 0,7$ für Mischbrandlasten in Gl. (BB.1)	$\chi = 0,8$ für Mischbrandlasten in Gl. (BB.1)	$\chi = 0,8$ für Mischbrandlasten in Gl. (BB.1)
6.2		90%-Quantil der Brandlastdichte (Spalte 3 in Tab. BB.1) darf nicht unterschritten werden	keine Änderung, da Einzelerhebung nur in Sonderfällen sinnvoll und organisatorische Maßnahmen erforderlich
6.2	$RHR_f = 0,25 \dots 0,5$ MW/m ² für Bibliotheken	$RHR_f = 0,5$ MW/m ² für Bibliotheken	$RHR_f = 0,5$ MW/m ² für Bibliotheken
6.3		max. $Q'_{max,k}$ nach Gl. (BB.7) gilt auch für Räume > 400 m ²	keine Änderung, i. d. R. ist für große Räume ein lokaler Brand als Bemessungsbrand zu wählen
6.3		Die Entwicklungsphase nach Bild BB.1 ist so zu wählen, dass max. $Q'_{max,k}$ nach spätestens 10 min erreicht wird	Flashover wird gemäß Gl. (BB.7a) und (BB.7b) berücksichtigt, s. Anmerkungen im Text
6.4		Für die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Entstehungsbrandes ist der ungünstigere Wert aus den Angaben der Tab. BB.3 auszuwählen	keine Änderung, sinnvolle Ergänzung
6.4		Für die Ausfallwahrscheinlichkeit der öffentlichen Feuerwehr ist grundsätzlich der Wert $p_{2,2} = 0,5$ nach Tab. BB.4 anzusetzen.	Keine Änderung, konservativer Ansatz bei Vorhandensein einer Berufsfeuerwehr oder Werkfeuerwehr, s. Anmerkungen im Text
6.5		Für die Ermittlung der bedingten Versagenswahrscheinlichkeit ist in Gl. (BB.13) die Versagenswahrscheinlichkeit stets zumindest entsprechend der Schadensfolge „mittel“ in Ansatz zu bringen	keine Änderung, Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus obliegt Bauaufsicht
6.5		Für Büro- und vergleichbare Nutzungen > 400 m ² ist die Versagenswahrscheinlichkeit für „hohe“ Schadensfolgen zu berücksichtigen	keine Änderung, Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus obliegt Bauaufsicht
6.5		Sonderbauten, bei denen Auswirkungen des Versagens oder der Funktionsbeeinträchtigung eines Tragwerks zu schweren Folgen für Leben, Gesundheit und nat. Lebensgrundlagen führen können, sind der Schadensfolge „hoch“ zuzuordnen	keine Änderung. Keine klare Festlegung in MLTB. Welche Sonderbauten betrifft dies konkret? In der Praxis führt dies für alle Sonderbauten zum Ansatz der Schadensfolge „hoch“.

Tab. 3: Änderungen in EC 1-1-2/NA nach MLTB 09/2013

wissenschaftlicher Sicht diskutabel. Für kleine Brandräume sind die Auswirkungen dieser Regelung gering; für große und mittelgroße Brandräume sind sie unter Umständen groß, und sie können zur Folge haben, dass sich hohe thermische Beanspruchungen bereits in einer sehr frühen Brandphase einstellen und dadurch wesentlich höhere Aufheizgeschwindigkeiten auftreten. Unklar bleibt bei der Regelung in Anlage 1.2/1 der MLTB, wie mit dem abgeschnittenen Teil der Wärmefreisetzungsrate umzugehen ist. Wenn man der Logik folgt, dass für den anzusetzenden Bemessungsbrand beim Naturbrand sämtliche Brandlasten eingesetzt werden müssen, verschiebt sich die Branddauer entsprechend, und die Vollbrand- und Abklingphase werden länger.

Die vorgenannte Regelung wurde im Normausschuss kritisch diskutiert. Im Ergebnis wurde beschlossen, dass im Nationalen Anhang eine ergänzende Regelung eingefügt werden soll, durch die der Flashover bei der Wärmefreisetzungsrate berücksichtigt wird. Es wird hierbei auf die Gleichung von *Walton* und *Thomas* zurückgegriffen, die bereits im

Anhang AA (Parametrische Temperaturzeitkurven) des Nationalen Anhangs verwendet wird, und die physikalisch sinnvoll, experimentell abgesichert und international anerkannt ist, und auch im vfdB-Leitfaden [5] empfohlen wird. Auf diese Weise kann der Brandverlauf realistisch abgebildet werden. *Wilk* hat dies in seiner umfangreichen Auswertung von Realbrandversuchen bestätigt [6].

Dem Anliegen der obersten Bauaufsichtsbehörden wird somit Rechnung getragen. Der Normausschuss hat die Vertreter der Projektgruppe der ARGEBAU gebeten, eine entsprechende Änderung der MLTB zu überprüfen, sodass die künftige Regelung des Nationalen Anhangs auch in der MLTB berücksichtigt wird.

Gemäß der Änderung wird für Räume bis vierhundert Quadratmeter ohne Öffnungen in der Dach- beziehungsweise der Deckenfläche ein Flashover berücksichtigt, wenn die Wärmefreisetzungsrate den Wert nach Gl. BB.7a überschreitet.

$$\dot{Q}_{fo} = 0,0078 \cdot A_t + 0,378 \cdot A_w \cdot \sqrt{h_w} \text{ in MVV} \quad \text{BB.7a}$$

mit

A_t die Gesamtfläche der umfassenden Bauteile inkl. Öffnungsflächen in Quadratmeter,

A_w die Fläche der Ventilationsöffnungen in Quadratmeter,

h_w die gemittelte Höhe der Ventilationsöffnungen in Meter.

Der zugehörige Zeitpunkt kann mit Gl. BB.7b ermittelt werden:

$$t_{1,fo} = \sqrt{t_{\alpha}^2 \cdot \dot{Q}_{fo}} \text{ in s,} \quad \text{BB.7b}$$

Auf der sicheren Seite liegend ist anzunehmen, dass die Wärmefreisetzungsrate im Falle eines Flashovers schlagartig auf ihr Maximum ansteigt (Abb. 3).

4.3 Ausfallwahrscheinlichkeit der öffentlichen Feuerwehr

Die Anhebung der Ausfallwahrscheinlichkeit der Brandbekämpfung

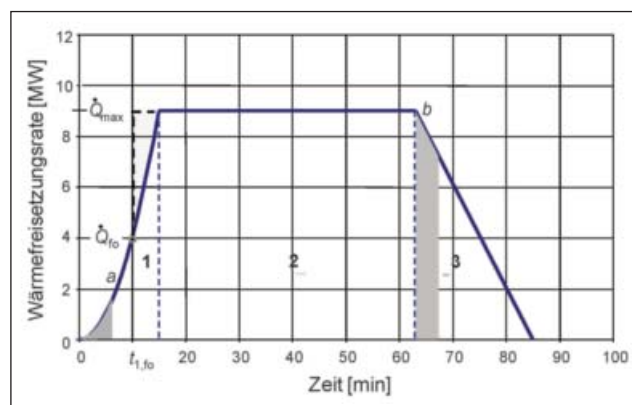


Abb. 3: Verlauf der Wärmefreisetzungsrate mit Berücksichtigung eines Flashovers mit (1) Entwicklungsphase, (2) stationärer Phase, (3) Abklingphase, (a) t^2 -Anstieg und (b) 70 Prozent der Brandlast verbrannt

durch die Feuerwehr gemäß Anlage 1.2/1 MLTB auf $p_{2,2} = 0,5$ wurde nicht in der geplanten Änderung des Nationalen Anhangs berücksichtigt. Der im Nationalen Anhang bisher empfohlene Wert von 0,2

Heißbemessung – Grenzen der Simulation?

Zu dem hier abgedruckten Beitrag von Professor Dr. Jochen Zehfuß, insbesondere über die Anwendung von Naturbrandmodellen für die Brandschutzbemessung, hat uns ein fachlicher Kommentar erreicht, den wir hier, in Kenntnis des Autors des Artikels, im vollen Wortlaut abdrucken. Er wurde verfasst von Dr.-Ing. Frank Breinlinger, Beratender Ingenieur und Prüfenieur für Baustatik der Fachrichtungen Stahl-/Metallbau und Massivbau sowie Geschäftsführender Gesellschafter der Breinlinger Ingenieure Hoch- und Tiefbau GmbH (Tuttlingen/Stuttgart).

Einfache Berechnungen zeigen, dass bereits sehr geringe Variationen der Parameter zu erheblichen Ergebnisveränderungen in Bezug auf die erforderliche Bewehrung führen. Eine um einen Zentimeter abweichende Betondeckung führt im ungünstigsten Fall zu einer Verdopplung der erforderlichen Längsbewehrung. Ein um ein Zentimeter exzentrisch sitzender Bewehrungskorb führt in einzelnen Fällen zu einer Erhöhung der Bewehrung um fünfzig Prozent. Diese Sensitivität ist leicht nachvollziehbar, wenn man sich überlegt, dass bereits bei geringen Abweichungen in der Lage der Bewehrung die für das Tragverhalten notwendigen Stähle in die heiße Zone rutschen und dort ihre Tragfähigkeit nahezu vollständig verlieren.

Vor diesem „sensitiven Hintergrund“ (auf jeder Baustelle ist das Maß eher ein Zentimeter als ein Millimeter und auch c_{nom} und c_{min} unterscheiden sich um diesen Betrag) erscheint die Berechnung eines einzelnen Bauteils von geschulten Ingenieuren vielleicht gerade noch möglich. Mit Blick auf das gesamte Tragwerk stellt sich aber die Frage, ob die Grenzen der sinnvollen Simulation nicht überschritten werden. Aus folgenden Gründen:

- Hochgradig nichtlineare Problemstellung – komplexe Numerik (Konvergenzprobleme),
- zu hohe Sensitivität,

- Annahme einer exakten Herstellung der Bewehrung, die es in der Praxis so nicht gibt,
- die in der Praxis angenommenen gleichmäßigen Erwärmungen in Stützenlängsrichtung sowie in Bezug auf den Umfang sind Vereinfachungen, die notwendig sind, um die Berechnung überhaupt handhabbar zu machen; ungleichmäßige, realistische Erwärmungen führen zu einem dramatischen Traglastabfall bei Stützen.

Die wissenschaftliche Entwicklung hat zu den heute möglichen Berechnungsmethoden mit komplexen Programmen geführt. Diese Entwicklung ist wichtig, und sie muss der praktischen Anwendung voraussehen. Die Ergebnisse von Berechnungen zeigen mit der extremen Sensitivität aber deutlich, dass für die Praxis in der sehr großen Mehrzahl der Fälle Tabellen mit geometrischen Werten für die Bemessung des Brandschutzes das richtige Werkzeug sind. Experten können in besonderen Fällen einzelne Bauteile detailliert mit physikalisch korrekten Modellen untersuchen. Voraussetzung ist hierbei aber die genaue Kenntnis der Bauteile, beziehungsweise die millimetergenaue Herstellung auf der Baustelle.

Bei Verwendung der Einheitstemperaturkurve sind zusätzliche Sicherheiten im thermischen Ansatz enthalten, da in der Regel an keiner Stütze innerhalb eines Bauwerks eine Brandlast existiert, die quasi 90 Minuten lang 1000 Grad Celsius erzeugt. Nur deshalb können streuende Ergebnisse in einem gewissen Rahmen im Einzelfall akzeptiert werden.

Würde man aber beginnen, mit Naturbränden diese „versteckte“ Sicherheit komplett zu eliminieren und zudem Programme als Blackbox der normalen Praxis zu übergeben, wäre dies zum heutigen Zeitpunkt das falsche Signal!

Frank Breinlinger
Breinlinger Ingenieure Tuttlingen/Stuttgart

BRANDSCHUTZ

(bei einer üblichen Eingreifzeit der Feuerwehr von weniger als fünfzehn Minuten) führt in Verbindung mit der Ausfallwahrscheinlichkeit der Brandbekämpfung durch die Nutzer $p_{2,1} = 0,5$ zu der Ausfallwahrscheinlichkeit der manuellen Brandbekämpfung von $p_2 = 0,1$. Dieser durch umfangreiche statistische Untersuchungen belegte Wert [7] wird seit mehr als dreißig Jahren in DIN 18230-1 vorausgesetzt, und er wurde von der Bauaufsicht bisher nicht in Frage gestellt.

5 Beispiel für die Auswirkungen der MLTB-Vorgaben im Vergleich zum NA und seiner geplanten Änderung

In einem Anwendungsbeispiel sollen die Auswirkungen der Vorgaben in der MLTB [1] im Vergleich zum Nationalen Anhang [3] und seiner geplanten Änderung gezeigt werden. Für einen mittelgroßen Büroraum soll die Temperatureinwirkung eines natürlichen Brandes berechnet werden (**Tabelle 4**). Der Büroraum hat Abmessungen von 16 x 12,5 Meter und eine Grundfläche von $A_f = 200$ Quadratmeter, die lichte Höhe beträgt $H = 2,70$ Meter. Die Fenster haben eine Gesamtfläche von zwanzig Quadratmetern. Da die Verglasung im Brandfall nicht vollständig zerstört wird und an den Rändern der Fenster Reste der Verglasung verbleiben, wird der geometrische Öffnungsanteil zu 85

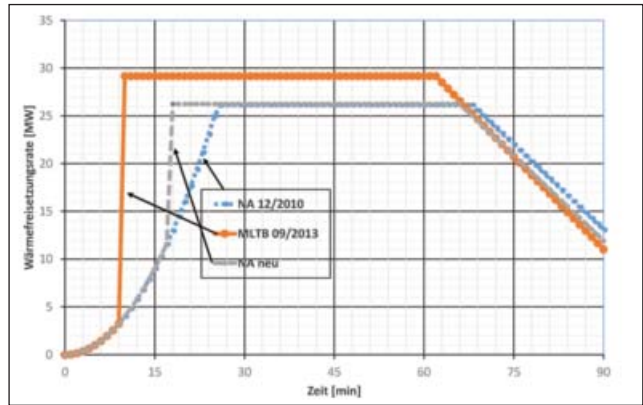


Abb. 4: Vergleich der Wärmefreisetzungsraten in einem mittelgroßen Büroraum: Nationaler Anhang EC 1-1-2 (NA 12/2010), MLTB 09/2013, geplante Änderung Nationaler Anhang (NA neu)

Prozent angesetzt. Die Öffnungsfläche beträgt somit $A_w = 0,85 \times 20,0 = 17,0$ Quadratmeter. Die gemittelte Höhe der Fenster beträgt $h_w = 1,20$ Meter. Eine Sprinkleranlage ist nicht vorhanden ($p_3 = 1,0$).

In **Abb. 4** wird die Änderung im Verlauf der Wärmefreisetzungsrate nach NA 10/2012, MLTB 09/2013 und geplanter Änderung NA gezeigt. Nach MLTB 09/2013 ist sowohl die Brandlastdichte als auch die Wärmefreisetzungsrate höher als bei den Ansätzen des Nationalen An-

	EC 1-1-2/NA: 10-2012	MLTB 09/2013	Geplante Änderung EC 1-1-2/NA: 2014
A_f [m ²]	200		
H [m]	2,7		
A_w [m ²]	17,0		
h_w [m]	1,20		
q_k [MJ/m ²]	584		
p_1	0,0062	0,0069	0,0069
$p_{2,2}$	0,2	0,5	0,2
p_{fi}	0,00062	0,0017	0,00069
p_f	1,3e-5	1,3e-5	1,3e-5
$p_{f,fi}$	2,10e-2	7,49e-3	1,87e-2
β_{fi}	2,03	2,44	2,10
$\gamma_{fi,q}$	0,98	1,12	0,99
$\gamma_{fi,RHR}$	0,99	1,10	0,99
χ	0,7	0,8	0,8
$q_{f,x,d}$ [MJ/m ²]	572	654	578
$RHR_{max,d}$ [MW]	26,14	29,16	26,14
t_{α} [s]	300	300	300
$t_{1,fo}$ [min]	26	10	18
$Q_{1,x}$ [MJ]	13364	800	4469
$t_{2,x}$ [min]	68	62	66
$Q_{2,x}$ [MJ]	66761	90771	76473
$t_{3,x}$ [s]	112	107	110
$Q_{3,x}$ [MJ]	34339	39245	34690

Tab. 4: Vergleich maßgebliche Parameter für Brandverlauf

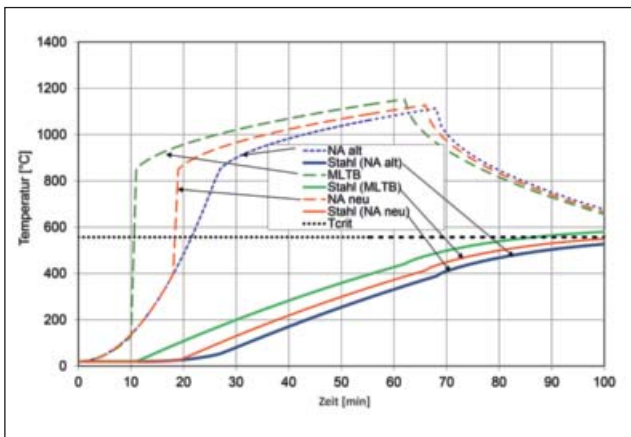


Abb. 5: Vergleich der Temperatur der Einwirkung und im Bauteil (mittelgroßer Büroraum) nach Nationalem Anhang EC 1-1-2 (NAD alt), MLTB 09/2013 (MLTB), geplanter Änderung Nationaler Anhang (NA neu)

hangs. Dies führt zu einem längeren Brandverlauf und einer höheren Intensität des Brandes. Aufgrund der pauschalen Festlegung in MLTB 09/2013, dass nach zehn Minuten die maximale Wärmefreisetzungsrate erreicht wird, ergibt sich insbesondere in der Anfangsphase eines Brandes eine wesentlich höhere thermische Beanspruchung, die sehr stark auf der sicheren Seite liegt. Der experimentell abgesicherte Ansatz in der Überarbeitung des Nationalen Anhangs führt zu einer realistischen Berücksichtigung des Brandverlaufs auch im Falle eines Flashovers in einem mittelgroßen Brandraum.

Abb. 5 zeigt den mit den parametrischen Temperaturzeitkurven nach DIN EN 1991-1-2/NA Anhang AA berechneten Verlauf des Naturbrandes nach den Ansätzen im Nationalen Anhang 12/2010 (NA alt), MLTB 09/2013 (MLTB) und der geplanten Änderung des Nationalen Anhangs (NA neu) im Vergleich. Am Beispiel eines mit 12,5 mm + 9,5 mm GKF für die Feuerwiderstandsklasse R60 bekleideten dreiseitig beflamten Stahlträgers HEA 200 ($A_m/V = 108 \text{ l/m}$) ist der Verlauf der Stahltemperatur für die Naturbrandkurven nach den drei vorgenannten Ansätzen dargestellt.

Abb. 5 zeigt, dass die Änderungen in der MLTB für mittelgroße Räume aufgrund des sehr frühzeitigen Temperatursprungs durch den Flashover nach zehn Minuten einen Einfluss auf die Bemessung von Bauteilen haben können.

Bei voller Lastausnutzung (Ausnutzungsgrad $\mu_0 = 0,59$) beträgt die kritische Temperatur für stählerne Biegebauteile $\Theta_{crit} = 557^\circ\text{C}$. Bei Bemessung des Stahlbauteils unter Berücksichtigung der Änderungen in der MLTB übersteigt die Temperatur im Bauteil die kritische Stahltemperatur, das Bauteil versagt. Bei einer realistischen Berücksichtigung des Flashovers gemäß der geplanten Änderung des Nationalen Anhangs bleibt die Stahltemperatur unterhalb der kritischen Temperatur.

5 Literatur

- [1] Musterliste der Technischen Baubestimmungen vom September 2013. www.is-argebau.de
- [2] DIN EN 1991-1-2; Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen; Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Berlin: Beuth Verlag, Dezember 2010
- [3] DIN EN 1991-1-2/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter; Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen; Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Berlin: Beuth Verlag, Dezember 2010
- [4] Wathling, K. D.: Anwendung der Eurocode-Brandschutzteile und der Restnorm DIN 4102-4 im Bauaufsichtlichen Verfahren. Braunschweiger Brandschutztag '12. 26. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten 19.-20. September 2012 in Braunschweig
- [5] Leitfaden Ingenieurmethoden des Brandschutzes, Technischer Bericht vfdb TB 04-01, 3. Auflage November 2013. Altenberge, Braunschweig: Vereinigung zur Förderung des Deutschen Brandschutzes e. V. und D. Hosser (Hrsg.), 2013
- [6] Wilk, E.; Kotthoff, I.: Der Brand in Räumen. Auswertung von Originalbrandversuchen im Vergleich mit analytischen Rechenverfahren – Teil 1. vfdb-Zeitschrift 04/2012. Ebner-Verlag, Bremen
- [7] Bub, H., Hosser, D., Kersken-Bradley, M., Schneider, U.: Eine Auslegungssystematik für den baulichen Brandschutz. Brandschutz im Bauwesen, Heft 4, 1982

Ausführungsplanung und Ausführung der Stahlbauleistungen für die Dachkonstruktionen der Elbphilharmonie Hamburg

Die Handskizze eines Knotenpunktes beantwortet die Frage: Welcher Stab ist der Elefant und welcher ist die Mücke?

Die Elbphilharmonie mit ihrem Konzertsaal für über 2.100 Zuhörer, ihrem Hotel mit 243 Zimmern, ihren 45 luxuriösen Eigentumswohnungen, ihrem Multifunktionsaal für 550 Zuschauer und ihrem Parkhaus mit 500 Stellplätzen, diese Elbphilharmonie ist ein architektonisch einzigartiges und technisch höchst komplexes Gebäude. Das Herzstück des Gebäudes ist ohne Zweifel der Konzertsaal. Das Konzept des Konzertsaals entspricht einem zweischaligem Aufbau, wobei die äußere Schale mit dem Gebäude fest verbunden ist. Das Innere des Konzertsaals wird seiner Akustik wegen mit Federelementen schalltechnisch von der Außenschale entkoppelt und sorgt so für einen vollendeten Musikgenuss. Der Konzertsaal wird überspannt von dem Saaldach, einer außergewöhnlichen räumlichen Fachwerkkonstruktion, die einer Belastung von zwanzig Airbus A-380 oder 124 vierachsigen Diesellokomotiven standhält. Ein Teil dieser Belastung resultiert aus der bis zu dreigeschossigen Technikenebene oberhalb des Saaldaches. Verhüllt wird diese Technik von der brillanten Fassade und dem wellenförmig geschwungenen Gebäudedach. Von technischer Raffinesse ist der nachfolgend beschriebene Stahlbau, der diese Konstruktionen ermöglichte.



Dipl.-Ing. Stefan Böhling

studierte von 1987 bis 1994 Bauingenieurwesen (Konstruktiver Ingenieurbau mit Schwerpunkt Mechanik) an der Leibniz-Universität Hannover und sammelte erste praktische Erfahrungen als Projektleiter bei der Philipp Holzmann AG in Neu-Isenburg; 1995 wechselte er in selber Position zur spanverbund GmbH in Waldems, wo er 2008 zum Geschäftsführer und 2012 zum alleinigen Gesellschafter avancierte; neben seiner hauptberuflichen Tätigkeit ist Stefan Böhling Lehrbeauftragter für Stahlverbundbau an der Hochschule RheinMain in Wiesbaden.

1 Einführung: Die Elbphilharmonie ist ein weltweit architektonisch und technisch einzigartiges Gebäude

Die Elbphilharmonie entstammt einem Entwurf des Schweizer Architekturbüros Herzog & de Meuron. Konzeption und Geometrie der imposanten Tragkonstruktion wurden in enger Zusammenarbeit zwischen Herzog & de Meuron sowie dem Büro Schnetzer Puskas Ingenieure AG entwickelt. Das Tragwerk des Neubaus vom siebten bis zum 24. Obergeschoss mit allen Sonderbereichen, inklusive der Konzertsäle, dem Gebäudedach und der Außenfassade, wurde bis zur Genehmigungsplanung vom Büro Schnetzer Puskas bearbeitet.

Die Firma HOCHTIEF hat die Ausführungsplanung und die Ausführung der nachfolgend beschriebenen Stahlbauleistungen (siehe **Abb. 16**) an die spanverbund GmbH (65529 Waldems) weitervergeben.

Die Elbphilharmonie ist architektonisch und technisch ein einzigartiges Gebäude (**Abb. 1**). Sie ist High-Tech an einem historischen Ort und soll akustisch eines der besten Konzerthäuser der Welt werden. Auf dem Grundriss des alten Kaispeichers entsteht mit 110 Metern Höhe ein Hochhaus mit einer Fassade, die selbst bei schwachem Licht wunderschöne Lichtreflexe erzeugt (**Abb. 2**). Das Gebäude vereint neben dem Großen Konzertsaal mit 2.150 Plätzen auch ein Hotel mit 243 Zimmern sowie 45 Eigentumswohnungen und einen weiteren Multifunktionsaal für 550 Zuschauer, zuzüglich Restaurationen und Backstage-Bereichen. Insgesamt steht ein Parkhaus in den Ebenen des alten Kaispeichers mit 500 Stellplätzen zur Verfügung.

Damit bei einem Konzert keine Geräusche von außen die Akustik stören, wird das Innere des Konzertsaals mit 342 Federelementen schalltechnisch von der Außenwelt entkoppelt. Das Konzept des Konzertsaals entspricht einem zweischaligen Aufbau (**Abb. 3**). Die äußere Schale, dazu zählen die bis zu 24,5 Meter hohen Wände und der Boden eines elliptischen Betonkessels mit dem Durchmesser von 55 x 50 Meter sowie das den Kessel überspannende Saaldach, ist mit der Außenwelt beziehungsweise mit dem Gebäude direkt verbunden. Die innere Schale wird durch die Federelemente von der äußeren Schale entkoppelt. Zur inneren Schale gehören die Stahltribünen sowie eine an das Saaldach über Federelemente angehängte Decke mit dem trichterförmigen Reflektor.

Die gesamte innere Stahlkonstruktion wird an ihrer Außenfläche zunächst mit Trapezblechen als verlorene Schalung umkleidet. Die eigentliche innere 20 cm dicke Betonschale wird anschließend überwiegend im Spritzbetonverfahren aufgetragen. Es ergibt sich somit ein vollkommen entkoppelter innerer Baukörper. Den sehr aufwendigen Stahlbau für die Tribünen hat die Fa. Haslinger Stahlbau GmbH ausgeführt. Der Stahlbau oberhalb der Tribünen wird im folgenden Beitrag genauer beschrieben.

2 Der Montagetisch: eine 150 Tonnen schwere temporäre Plattform aus Stahlstützen und Stahlträgern

Damit das Saaldach einschließlich der Innenschale, der Weißen Haut (der Sichte Ebene der inneren Schale) und des Reflektors hergestellt werden konnte, war eine temporäre Montageebene erforderlich. Diese Montageebene wurde parallel zur Montage der Tribünen aufgestellt.

Der Montagetisch ist eine circa 150 Tonnen schwere Plattform aus Stahlstützen und -trägern, die temporär innerhalb des Konzertsaals aufgebaut wurde. Der Tisch stand auf dem Saalboden und reichte bis circa fünf Meter unterhalb der Saaldachfachwerkebene. Dadurch ergab sich eine Tischhöhe von 18 Meter ab Oberkante Saaldachboden. Im mittleren Bereich des Tisches gab es einen zweigeschossigen Bereich für die spätere Zugänglichkeit des Reflektors. Ein Teil der Stützen ragte als Schwerlasttürme bis zu 20 Meter über die Grundplattform des Tisches hinaus und diente der Auflagerung wichtiger Teile des

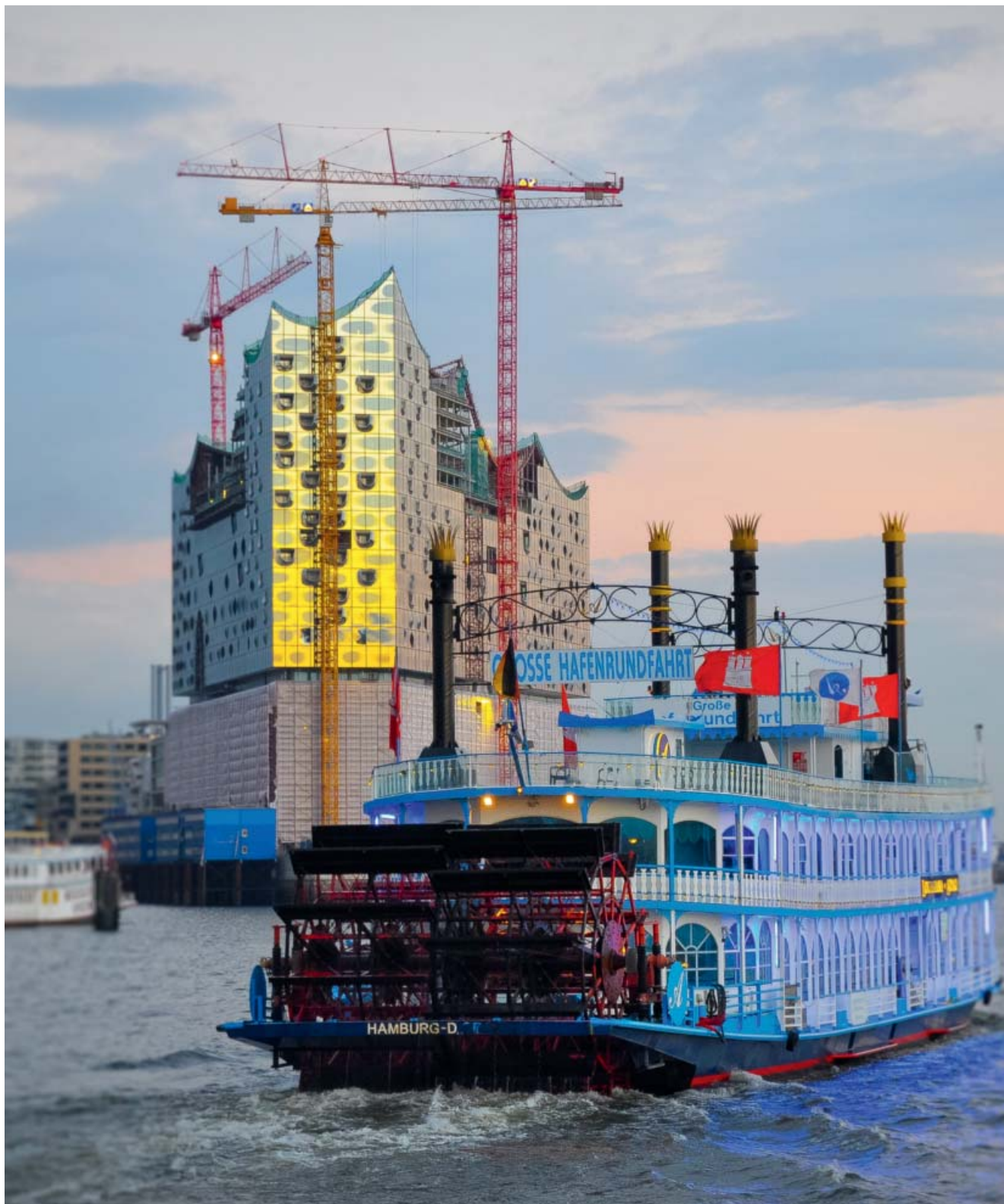


Abb: 1: Ansicht der Elbphilharmonie von den Landungsbrücken



Abb. 2: Ansicht der Elbphilharmonie vom Anleger Arningstraße



Abb. 3: Blick in den Konzertsaal zu Beginn der Saaldachmontage. Zu erkennen ist der obere Teil der Tribünen sowie der Montagetisch. Im Bereich der Rippen 31 bis 50 wurde die lotrechte Spritzbetonwand zwischen den Tribünen bereits hergestellt

Saaldachs während der Montage. Auf der Plattform des Tisches konnten später Flächengerüste für die weiteren Montagen errichtet werden. Während der Nutzungsdauer des Montagetisches mussten die Federpakete unterhalb der Tischstützen durch Stahlstempel überbrückt werden

Der Tisch wurde so konstruiert, dass die Elemente nach der Demontage im sechs Meter langen Lastenfahrstuhl der Elbphilharmonie vom Großen Konzertsaal bis ins Erdgeschoss befördert werden konnten.

3 Das Saaldach: ein 600 t schweres elliptisches Stahlverbundfachwerk, das den Betonkessel vollständig überspannt

Das Saaldach ist der Deckel des Betonkessels und gehört zur äußeren Welt. Es besteht aus einem räumlichen über 600 Tonnen schweren Stahlverbundfachwerk mit einem elliptischen Grundriss, das den Be-

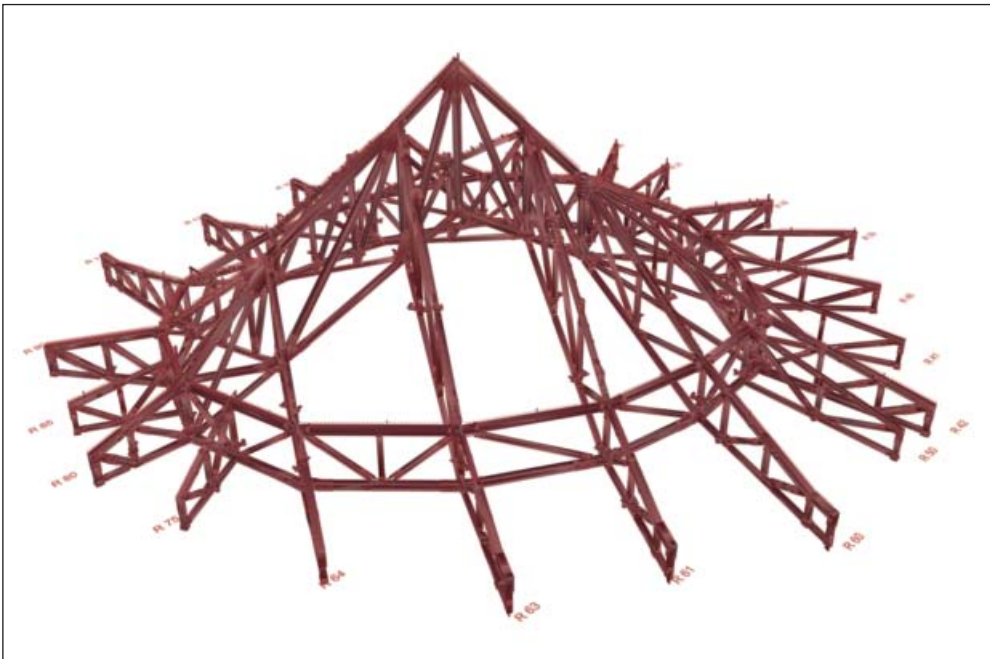


Abb: 4: Teilmodell des Saaldach-fachwerks in der Perspektive

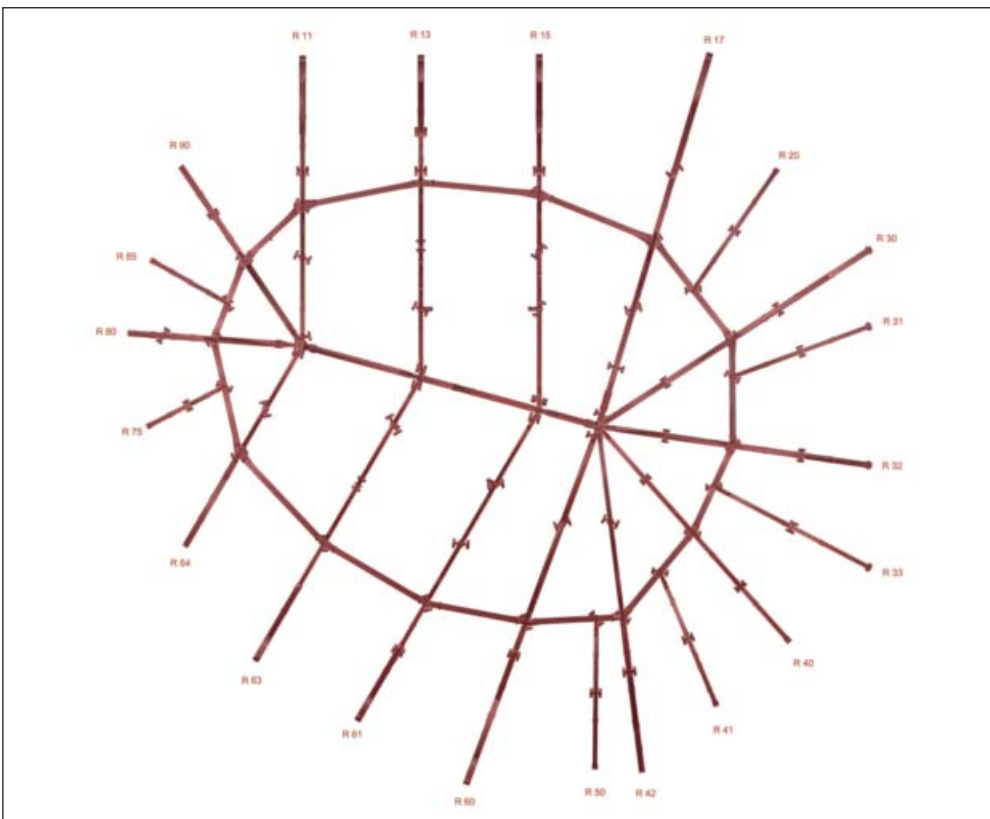


Abb: 5: Teilmodell des Saaldach-fachwerks im Grundriss

tonkessel vollständig überspannt (Abb. 5). Das Fachwerk lagert mit Einbauteilen auf den Wänden des Betonkessels auf. Die Form der Saaldachkonstruktion erinnert an einen Zipfelhut mit einer breiten Krempe. Im Bereich der Krempe hat die Konstruktion eine relativ geringe Neigung, schießt dann jedoch im Hutbereich steil nach oben. Die Konstruktionshöhe der Fachwerke variiert dabei zwischen zwei und 9,5 Meter. Durch die Überlagerung mit der Geometrie ergibt sich eine Gesamthöhe von 20 Meter. Die wesentlichen Elemente der räumlichen Struktur bestehen aus 14 großen Fachwerken, zwei zentralen Sternknoten (Abb. 4), an denen sich vier beziehungsweise sechs Fachwerke in einem Bereich von 180 Grad treffen, einem die zwei zentralen Sternknoten verbindenden Firstfachwerk sowie sieben kleineren Fach-

werken, die bis zum sogenannten Innenring verlaufen. Der Innenring ist ein, die großen Fachwerke im Übergang von der Krempe zum Hut kreuzender, elliptischer Fachwerkring. Die restlichen großen Fachwerke schließen am Firstfachwerk an.

Die Gesamtbelastung des Saaldachs beträgt über 100.000 kN. Anschaulich lässt sich dieses Gewicht mit zwanzig Airbus-A-380 oder 124 vierachsigen Diesellokomotiven darstellen, die auf dem Dach verteilt von diesem getragen werden können. Die Lasten resultieren aus dem Gebäudedach, der bis zu dreigeschossigen Technikenebene zwischen dem Gebäudedach und dem Saaldach sowie dem Deckel der Innenschale (an Federn angehängte weitere Verbunddecke unterhalb des



Abb. 6: Saaldachfachwerk während der Montage. Im Hintergrund der Gebäudebereich mit den Wohnungen und den bereits montierten Gebäudedachflächen 1 und 2

Saaldaches), an der die sogenannte Weiße Haut (Sichtebene des Konzertsaals), der Reflektor sowie Teile der Tribünen angehängt sind.

Diese Lasten erzeugen im Saaldachfachwerk entsprechend große Kräfte. So betragen beispielsweise die Gurtnormalkräfte im Firstfachwerk 30.000 kN, die des Innenrings umlaufend ± 22.000 kN. Die Normalkräfte in den großen Fachwerken betragen maximal 14.500 kN. Als Planungsgrundlage wurden die Schnittgrößen für ein ideales Fachwerk mit überwiegend gelenkigen Knotenpunkten übergeben. Sofern keine Momentengelenke konstruiert werden konnten, sollte über die N/M-Interaktionsbeziehung das zur gegebenen Normalkraft noch mögliche Biegemoment angeschlossen werden.

Bei der technischen Detaillierung mussten die folgenden Randbedingungen berücksichtigt werden: Geeignete Gewichte und Abmessungen für den LKW-Transport, Tragfähigkeiten der Hochbaukräne (12 t), Tragfähigkeit des Montagetisches für erforderliche Hilfsunterstützungen.

Die Auslieferung der Stahlkonstruktion erfolgte unter Berücksichtigung der oben genannten Randbedingungen. Je nach Lage der Fachwerke und der damit verbundenen Krankapazität konnten weitere Einheiten durch eine Vormontage am Boden zusammengefasst werden. Dies galt vor allem für die Bereiche vom Auflager bis zum Innenring sowie für die kleineren Fachwerke. Die Bereiche vom Innenring bis zu den Sternknoten beziehungsweise dem Firstfachwerk und das Firstfachwerk selbst mussten kleinteilig Stab für Stab montiert werden (Abb. 7). Das Einheben erfolgte teilweise mit einer Zweikranmontage. Begonnen wurde mit der Montage am Sternknoten Ost mit allen sechs Fachwerken. Es folgten der Knoten West und das Firstfachwerk. Zum Schluss wurden die an das Firstfachwerk anschließenden großen Fachwerke montiert. Nach der Stahlbaumontage wurden die Schwerlasttürme entfernt, sodass die Konstruktion vor dem Erstellen der Betonschale freitragend war.

Aufgrund der Geometrie kreuzten sich die verschiedenen Doppel-T-Profile in unterschiedlichsten geometrischen Lagen. Deshalb wurden die Knotenpunkte in Bleche aufgelöst, an die die Stäbe relativ einfach angeschlossen werden konnten. Die Knotenbleche hatten dabei die plastischen Tragfähigkeiten der Stäbe, die sie ersetzen.

Interessant waren natürlich die Umsetzungen der zentralen Sternknoten Ost und West sowie die Kreuzungsknoten der großen Fachwerke



Abb. 7: Beginn der Stahlbaumontage am Sternknoten Ost. Kleinteilige Montage im Bereich des Huts. Im Hintergrund sind die Trapezbleche für die Innenschale zu sehen



Abb. 8: Unterer Kreuzungspunkt eines großen Fachwerks mit dem Innenring

mit dem Innenring. Entscheidend war immer die Frage, welcher Stab ist der Elefant und welcher ist die Mücke. Zum Beispiel war am unteren Kreuzungsknoten der großen Fachwerke mit dem Innenring ganz klar der Innenring mit den hohen Zugkräften der Elefant, sodass das Knotenblech der großen Fachwerke lokal geschlitzt wurde, um die Zugbleche des Innenrings durchführen zu können (Abb. 8). Die Stäbe des Innenrings wurden außerhalb der Knoten über Laschenverbindungen gestoßen. Es mussten viele tausend Bohrungen vorgesehen werden. Aufgrund der Vorgaben an die Werkstatt gab es keine einzige Fehlbohrung. Auch passte die gesamte räumliche Geometrie sehr gut. Die Maßhaltigkeit lag vor allem an der konstruktiven Umsetzung. Die Auflösung der Knoten in Knotenbleche ermöglichte die genaue Definition von Anschlagpunkten, an denen die beliebigen Geometrien ausgerichtet werden konnten. Natürlich erhöhten sich der Schweißaufwand und die Tonnage, der Vorteil war jedoch der klare Kraftfluss und die fehlerfreie Geometrie.

Vollkommen unabhängig von diesem Bauvorhaben verlieren wir Ingenieure bei Entwürfen gelegentlich das Gefühl für das Detail. Das Detail ist jedoch spannend und entscheidend. Am Rechner ist schnell ein Knoten definiert, an dem verschiedene Stäbe anschließen. Doch müssen wir uns in dieser Phase auch Gedanken darüber machen, ob die Stäbe auch angeschlossen werden können. Das konstruktive Geschick geht vollkommen verloren. Die Abb. 9 zeigt eine Handskizze des Au-

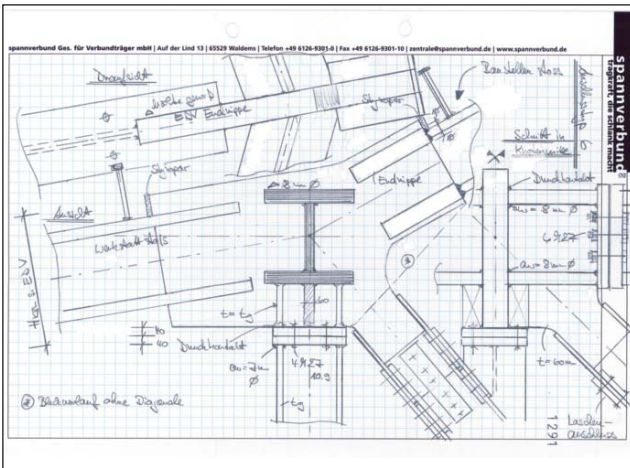


Abb: 9: Knotenskizze oberer Kreuzungspunkt eines großen Fachwerks mit dem Innenring

tors für einen Knotenpunkt. Exakt genau so ist der Knoten später ausgeführt worden. Dazu braucht es im Entwurf kein CAD, sondern Vorstellungsgabe, und diese dürfen wir nicht verlieren.

Am Saaldach hängt an verschiedenen Knotenpunkten der Deckel der Innenschale an sogenannten Federklammern. Eine typische Federklammer wird in **Abb. 10** dargestellt. Aus Gleichgewichtsgründen muss immer ein Klammerpaar [] pro Auflager verwendet werden. Die Federpakete selbst liegen auf Konsolen am Saaldachfachwerk auf. Damit die Federklammern an den Stäben vorbeigeführt werden können, müssen sie im Grundriss beliebig gedreht an die Fachwerke (meist an die Fachwerkpfosten) anschließen können.

4 Der Deckel der Innenschale: eine an Federklammern hängende 250 Tonnen-Decke aus Slim-Floor-Trägern

Der Deckel der Innenschale ist quasi eine Decke aus Slim-Floor-Trägern mit Trapezblechprofilen als verlorene Schalung und 20 Zentimeter Aufbeton, die in einem Abstand von wenigen Zentimetern unterhalb der Saaldachfachwerke verläuft und an den oben beschriebenen Federklammern hängt. Das Stahlgewicht der Innenschale beträgt 250 Tonnen inklusive des Reflektors, die geneigte Trapezblechfläche beträgt circa 2.280 Quadratmeter. Da die Innenschale der Fachwerkgeometrie folgt, hat sie natürlich dieselbe Topografie. Die Hauptträger verlaufen längs unterhalb der Saaldachfachwerke, beziehungsweise unterhalb des Innenrings (**Abb. 11**). Die Nebenträger wurden in den steilen Bereichen dreieckig im Grundriss angeordnet, um mit den Trapezblechen die räumliche Struktur der Unterseite der Saaldachfachwerke herstellen zu können. Dies führte dazu, dass im Bereich der starken Neigungswechsel (quasi unterhalb des Innenrings) die Untergurte mit unterschiedlichen Neigungswinkeln quer zur Trägerlängsrichtung hergestellt werden mussten, damit die Trapezbleche aufgelagert werden konnten.

Die Trapezblechdecke musste frischbetondicht hergestellt werden. Das war sehr aufwendig, da die ausladenden Federklammern die Trapezblechebene im Bereich starker Neigungen teilweise durchstoßen haben und diese Flächen nur durch Anpassungsarbeiten mit Feinblechen auf der Baustelle geschlossen werden konnten. Eine Herausforderung für HOCHTIEF war anschließend das Betonieren der stark geneigten

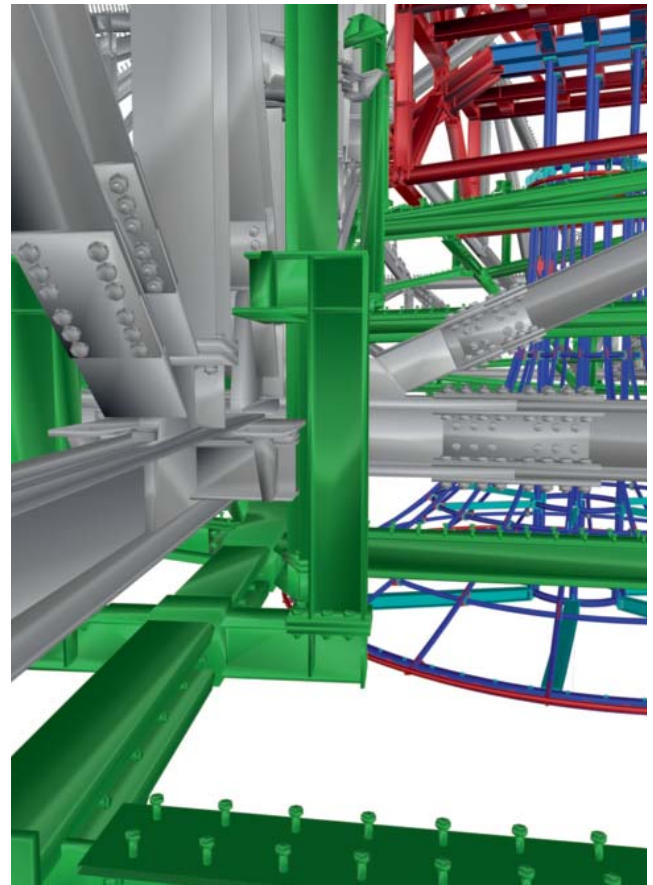


Abb: 10: Darstellung einer Federklammer im 3D-Modell. Träger Innenschale (grün), Saaldachfachwerk (grau), Abluftbauwerk (rot), Reflektor (blau)

Flächen. An der Spitze der Innenschale befindet sich das sogenannte Abluftbauwerk, eine rechteckige Stahlkonstruktion mit ausbetonierten Wänden, an der der in den Konzertsaal hineinreichende Reflektor angehängt ist. Der Reflektor besteht aus einer trichterförmig gebogenen rotationssymmetrischen Rohrkonstruktion mit einem maximalen Durchmesser von 14,2 und einer Höhe von 12,3 Meter. Der Reflektor hat ein Gewicht von 24 Tonnen (**Abb. 12**).

Die gesamte Konstruktion des Deckels der Innenschale sowie des Reflektors wurde über lokale Einbringöffnungen im Saaldach eingefahren und mit Hubwagen auf dem Flächengerüst des Montagetriebes verteilt (**Abb. 14**). Dazu musste das Flächengerüst abgerüstet werden, da es für die Saaldachmontage bis in die Fachwerkebene hineinreichte. Die

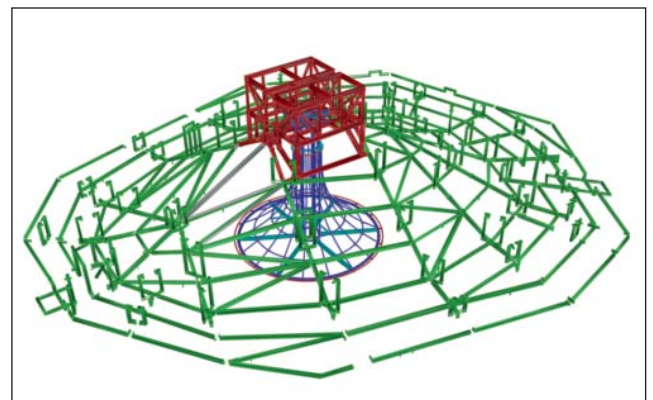


Abb: 11: 3D-Modell der Innenschale mit Federklammern, Abluftbauwerk und Reflektor

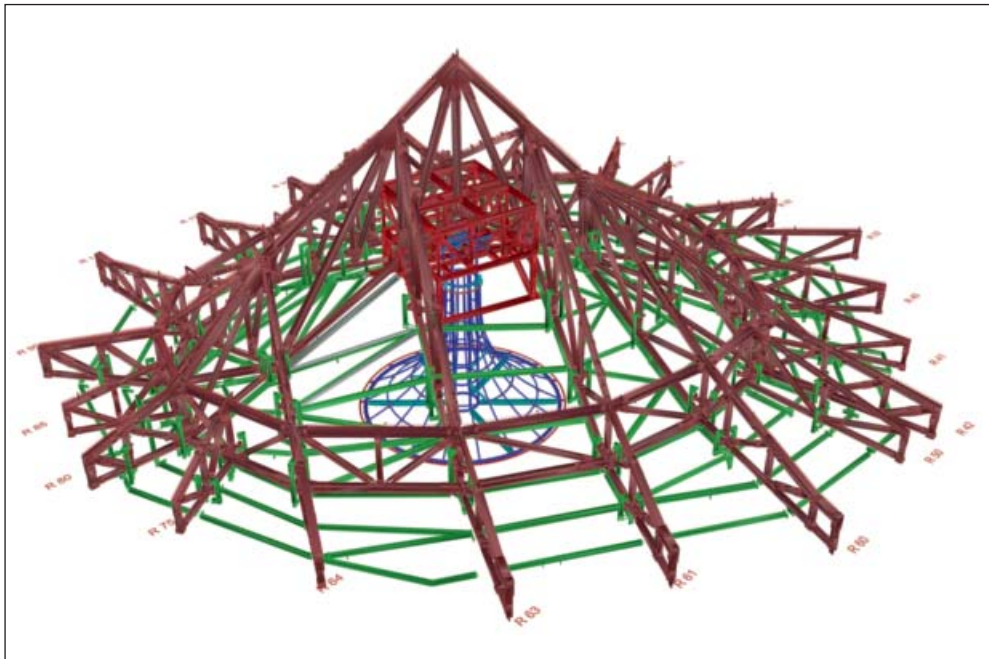


Abb. 12: 3D-Modell des Saaldachfachwerks mit Innenschale, Abluftbauwerk und Reflektor

weitere Montage erfolgte ausschließlich mit Kettenzügen, die an die Saaldachfachwerke angehängt werden konnten. Lediglich ein Großteil der Federpakete, die auf den Konsolen der Saaldachfachwerke aufliegen, konnten noch vor dem Schließen des Saaldachs mit dem Baukran

montiert werden, der Rest war Handarbeit. Dasselbe galt für den Reflektor mit den langen vorgebogenen Stäben („Stoßzähnen“). Auch diese Stäbe mussten innerhalb der Gerüstebenen mit Hubwagen verschoben und an der Einbaustelle mit Kettenzügen eingefädelt werden. Die Herstellung der Innenschale konnte erst beginnen, nachdem die Betonschale des Saaldaches fertiggestellt und der sogenannte Absenkvorgang vollzogen worden war (Abb. 14). Der Absenkvorgang beinhaltete das Freilegen von sieben Auflagerpunkten der Saaldachfachwerke mit dem Ziel, die Auflagerlasten aus dem Eigengewicht auf die verbleibenden Auflager umlagern zu können. Nach dem Absenken wurden die freigesetzten Lager wieder aktiviert, um für die nachfolgenden Lastzustände tragfähig zu sein.



Abb. 13: Schalenzwischenraum mit Blick in Richtung Abluftbauwerk. Zu sehen ist der Kreuzungspunkt eines großen Fachwerks mit dem Firstfachwerk, ein Teil des Abluftbauwerks sowie die Träger und Trapezbleche der Innenschale vor dem Betonieren

5 Der Technikstahlbau: eine teilweise dreigeschossige Ebene oberhalb des Konzertsaals zur Aufnahme der gewaltigen Haustechnik

Nach der Durchführung des Absenkprozesses, konnte weitergebaut werden. Dies erfolgte zeitgleich unterhalb und oberhalb der Saaldachfachwerke. Unterhalb mit der Erstellung der Innenschale, oberhalb mit der Montage der Ebene und dem Gebäudedach oberhalb des Konzertsaals. Die Ebene ist ein relativ unspekta-



Abb. 14: Unterseite der Innenschale mit abgewinkelten Untergurten und den Gerüsten für die Trägermontage

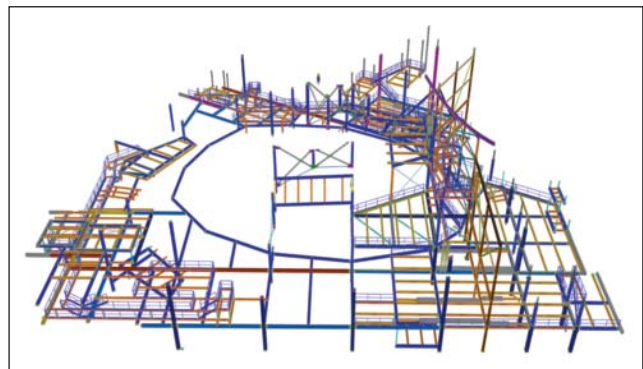


Abb.15: 3D-Modell der Ebene

kulärer mehrgeschossiger 300-Tonnen-Stahlbau, der als Unterkonstruktion einschließlich Wartungswegen für die gewaltige Haustechnik oberhalb des Konzertsaals dient. Und damit wird der Technikstahlbau doch zum Problem, da im Vorfeld eine sehr genaue Abstimmung mit der Haustechnik stattfinden musste (Abb. 15). Die Abstimmung erfolgte mit Rhino-3D-Modellen (wie übrigens bei jeder der hier beschriebenen Konstruktionen). Leider half auch die beste Abstimmung nichts, beim Technikstahlbau war auf der Baustelle immer mal wieder das Improvisationsvermögen der Ingenieure und Handwerker erforderlich.

Die Stützen des Technikstahlbaus stehen auf den Fachwerkknoten des Saaldachfachwerkes und nehmen zusätzlich die Lasten aus dem Gebäudedach auf. Unangenehm für die Montage des Gebäudedaches oberhalb des Konzertsaals war das Vorhandensein der Träger der Technikebene sowie eines Großteils der Haustechnik, da aufgrund der „Zipfelmütze“ und des Technikstahlbaus um die „Zipfelmütze“ herum kein Platz für Hebebühnen etc. für die Dachmontage vorhanden war.

6 Das Gebäudedach: eine Stahlkonstruktion aus speziellen Unikaten mit einem Gewicht von über 800 Tonnen

Das wellenförmige Gebäudedach besteht aus acht Teilflächen, die jeweils der Oberfläche einer Kugel mit einem konstanten Durchmesser entsprechen. Das Dach hat im Grundriss eine trapezförmige Fläche von 5.600 Quadratmetern mit den Seitenlängen 21/108/85/126 Me-

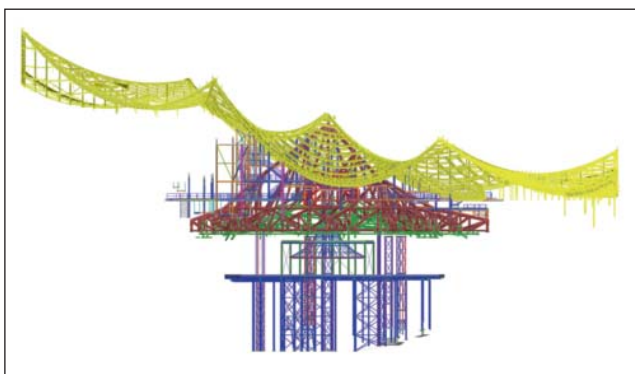


Abb:16: Gesamtmodell mit Montagetisch, Saaldachfachwerk (braun), Decke Innenschale (grün) mit dem Abluftbauwerk (rot) und dem Reflektor (blau), Gebäudedach (gelb), Technikstahlbau (mehrfarbig zwischen Saaldach und Gebäudedach)

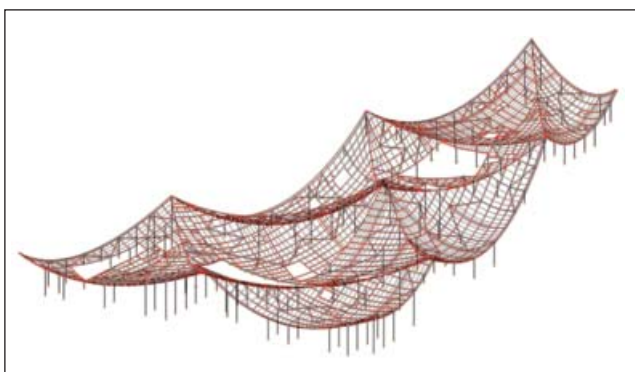


Abb:17: RSTAB-Modell

tern. Der tiefste Punkt des Daches liegt bei 79,1 Meter, der höchste Punkt bei 110 Meter. Die Elbphilharmonie wäre bei dieser Größe auch in Frankfurt am Main nicht zu übersehen. Die Dachneigung beträgt an den steilsten Stellen circa 55 Grad. Als Planungsgrundlage wurden die Gebäudegrundrisse und die Radien der Kugeln übergeben. Damit wurde zunächst die Dachgeometrie Oberkante der Trapezblechebene konstruiert. Dies ermöglichte der mit der Dacheindeckung beauftragten Firma Wittenauer möglichst früh die Planung, unabhängig vom Stahlbau, beginnen zu können.

Für den Stahlbau selbst war die entscheidende Frage zu klären, wie bei dem Konstruktionskorridor von 42,5 Zentimeter für den Stahlbau eine einfache Konstruktion entworfen werden kann und wie die Kräfte der „Schale“, bestehend aus Doppel-T-Profilen und Trapezblechen, fließen. Dazu wurde ein geometrisch genaues Stabmodell entwickelt (Abb. 17), in welchem sämtliche Träger und die Trapezbleche abgebildet wurden. Ferner wurden die Windlasten aus den Windgutachten (Endzustand, Bauzustände) mit Druck und Sog der unterschiedlichsten Anströmrichtungen berücksichtigt. Das Modell wurde für den Endzustand und für die Bauzustände verwendet. Die Anschlüsse wurden jeweils für das Maximum der sich aus den Systemen ergebenden Schnittgrößen bemessen. RSTAB und RFEM bieten die Möglichkeit, Daten in Excel zu exportieren. Mit VBA konnten anschließend eigene Tools entwickelt werden, die die Ergebnisse weiter auswerteten, um anschließend eine übersichtliche und zweckmäßige Darstellung nach Knotentypen und Kraftklassen zu erhalten. Dies ermöglichte nach einiger Entwicklungszeit ein komfortables Arbeiten, da auf Knopfdruck bei Neuberechnungen die nach Anschlüssen sortierten Ergebnisse vorhanden waren. Das Modell hatte ungefähr 10.000 Knoten die inklusive der Bauzustände ausgewertet werden mussten. Nicht jeder Knoten ist ein Anschluss, auch dies konnte berücksichtigt werden.

Die Stahlkonstruktion hat ein Gewicht von über 800 Tonnen. Kein Träger dieser 800 Tonnen gleicht dem anderen; es sind ausschließlich Unikate. Aufgrund der geometrischen Randbedingungen kam nur eine geschweißte Blechkonstruktion in Frage. Die räumliche Krümmung führte zu unsymmetrischen Querschnitten mit begrenzten Flanschbreiten, sodass die Untergurte meist dicker und schmaler waren als die Obergurte. In Extremfällen mussten sogar die Stirnplatten auf der Unterseite gefast werden, damit sie den Konstruktionskorridor nicht verließen. Auf den Oberflanschen wurden trapezförmige Rippen aufgeschweißt, auf denen das beliebig geneigte Auflagerblech für die Trapezbleche befestigt werden konnte. Das Auflagerblech verlief tangential zu den Kugeloberflächen und diente gleichzeitig der Durchleitung der Zug-



Abb:18: Dachfläche 5 mit dem Beginn der Trapezblecharbeiten



Abb: 19: Randträger Dachfläche 5

und Druckkräfte der Trapezbleche. Die Halterung am Kopf verhindert die Verdrehung der offenen Profile (**Abb. 20**).

Grob lassen sich die Träger in die Typen Dachrandträger, Gratträger, Hauptträger und Nebenträger (Pfetten) einteilen. Zudem gibt es eine große Anzahl von Verbandstäben, die die gekrümmten Träger unterhalb der Trapezbleche kreuzen. Am aufwendigsten waren die Dachrandträger (**Abb. 19**). Diese bestehen aus zwei parallel verlaufenden Profilen, die jedoch aufgrund der Dachgeometrie beliebig höhenversetzt zueinander sein können. Das äußere Profil ist ein torsionssteifer Kastenträger, der die Lasten aus der Fassade aufnimmt, der innere Träger liegt auf den Gebäuderandstützen auf. Beide Träger sind über Konsolen und eine Vielzahl von Bindeblechen miteinander verbunden. Ferner mussten Anschlüsse für die Fassadenreinigung, Dachrinnen, Deck-

bleche zur Auflagerung der Trapezbleche, Randleche zum Schutz der Dachdämmung usw. vorgesehen werden. Der Träger mit den meisten Aufbauten hatte am Ende eine Stückliste mit knapp 1.000 Positionen, bei einem Gewicht von zehn Tonnen und einer Länge von 14,8 Meter.

Schwierig war die Montage der Träger, da aufgrund der Schwerpunktlage die Träger zum Gebäuderand kippen wollten. Es mussten also immer vorab Träger vom Inneren des Gebäudedachs vorhanden sein, damit die Randträger daran befestigt werden konnten. Da die Träger vom Gebäudeinneren den Randträger wiederum als Auflager brauchten, mussten diese vorher unterstützt werden.

Die nächst komplizierten Träger waren die Gratträger, sie begrenzen die Dachflächen und bestehen ebenfalls aus einem geschweißten Kas-



Abb: 20: Dachfläche 2, im Hintergrund die Spitzen der Dachflächen 5 und 7 sowie der eingehauste Zentralpeak



Abb: 21: Dachflächen 3 und 6 mit den abgeschlossenen Schweißarbeiten am Zentralpeak



Abb. 22: Dachfläche 6

tenprofil. Bei diesen Trägern lag das Augenmerk auf dem Kraftfluss der Anschlüsse innerhalb des Kastenprofils.

Vom Zusammenbau einfacher waren die gebogenen Haupt- und Neben-träger. Im Kreuzungspunkt dieser Träger wurden, wie bei den Saaldachfachwerken, Knotenbleche verwendet, um eine fehlerfreie Geometrie herstellen zu können.

Da der Konzertsaal das Gebäude in der Mitte vollständig ausfüllt, konnten zunächst nur die Randbereiche über dem Hotel (Dachflächen 7,8, und teilweise 6) und über den Wohnungen (Dachfläche 1 und teilweise 2) montiert werden. In diesen Dachflächen befinden sich die Anbindungen des Dachs an die Gebäudekerne. Außerhalb der Kerne gibt es keine nennenswerten horizontalen Auflagerpunkte, so dass das Dach die horizontalen Lasten über eine Spannweite von 70 Meter trägt. Die vertikalen Lasten werden über beliebig verteilte Innenstützen sowie Randstützen in einem Abstand von 4,3 bis 5,0 Meter getragen.

Nach Fertigstellung des Saaldachs und der Montage der Technikebene konnte mit der Montage des Gebäudedachs oberhalb des Konzertsaals begonnen werden. Das Problem bestand für die Dachflächen 3, 4, 5 und 6 vor allem in der Geometrie der Zipfelmütze der Saaldachdecke und darin, dass die horizontalen Bereiche komplett durch den Technikstahlbau und die Haustechnik zugebaut waren (Abb. 21). Die Gerüstbaufirmen konnten ihr ganzes Können beweisen, indem sie es immer wieder geschafft haben, zwischen allen Hindernissen hindurch Gerüsttürme zu bauen, auf denen die Dachträger temporär abgesetzt werden konnten. Man muss immer bedenken, dass sich die Montage an keinem Achsraster orientieren konnte und aufgrund der Krümmung jeder Träger eine andere Höhe besaß. Letztlich waren die Zwangspunkte zur Fassade in dieser Beziehung eher hilfreich, als ein notwendiges Übel.

Fast mittig über dem Konzertsaal befindet sich der zentrale Peak des Gebäudedachs. Hier stoßen die Dachflächen 3, 4, 5 und 6 zusammen. Das Verschweißen der Träger des Peaks dauerte knapp vier Wochen. Das Vorwärmen erfolgte über Elektromatten. Geschweißt wurde überwiegend E-Hand, da aufgrund der Windverhältnisse Schutzgas nur bedingt eingesetzt werden konnte.

Direkt nach der Stahlbaumontage begann das Verlegen der Trapezbleche vom Typ TR 85 mit einer Dicke von 1,0 bis 1,25 Millimeter. Begonnen wurde jeweils am tiefsten Punkt der Dachfläche (Abb. 18). Wenn eine Basis geschaffen worden war, konnten die Bleche bis in die hochgelegenen Dachränder verlegt werden. Aufgrund der Windverhältnisse und der Dachneigungen von bis zu 55 Grad wurden die Trapezbleche an Leinen gesichert. Die Trapezbleche wurden auf dem Auflagerblech der Dachträger stumpf gestoßen, es war nicht möglich, die Bleche mehrfeldrig auszuführen beziehungsweise im Stoßbereich zu überlappen. Obwohl die Dachflächen durch die zwei Meter langen Trapezbleche segmentiert wurden, ergab sich eine ansprechende quasirunde Optik. Nach dem Aufbringen der aufgeklebten Dampfsperre, der 185 Millimeter dicken Dachdämmung und zwei Millimeter dicken Dachhaut, war von einer Segmentierung nichts mehr zu sehen, sodass sich eine ideal kugelförmige Oberfläche ergab. Bilder des Gebäudedachs zeigen runde Pailletten mit einem Durchmesser von 90 und 110 Zentimeter. Das Dach ist mit 10.000 Pailletten übersät, die als fünfte Fassade dem Dach einen besonderen Charme geben.

Computerstatik und Tragwerksmodellierung – Vorschläge und Impulse für eine moderne universitäre Baustatiklehre

Ein Bauingenieur muss mehr als seine Software wissen und das Tragwerk nicht nur berechnen, sondern auch verstehen

Die Bauingenieure werden heute nicht nur mit immer komplexeren Rechenmethoden und Rechenprogrammen konfrontiert, sondern auch mit architektonischen Imaginationen, die skulpturalen Geometrien eher ähneln als einem konkreten Tragwerkskonzept – sie werden „schon irgendwie softwaremäßig hingerechnet werden können“. Deshalb stellt sich heute noch mehr als früher die existenzielle Frage nach einer konkreten Qualitätssicherung: Was muss ein Bauingenieur über die Software wissen, die er anwendet? Was *kann* er überhaupt wissen? Es herrscht ein breiter Konsens darüber, dass ein Statik-Programm nicht einfach als Black Box verwendet werden darf und dass eine Statik auf Knopfdruck ohne Qualitätssicherung unmöglich, mindestens jedoch unverantwortlich ist. Die, auch vom Autor des folgenden Artikels, immer wieder geforderten Plausibilitätskontrollen sind jedoch einfacher gefordert als durchgeführt. Es ist deshalb unerlässlich, dass die Anwender der Software auch etwas darüber wissen, was ihre Software tut. Der folgende Beitrag diskutiert deshalb Aspekte der Qualitätssicherung bei computergestützten statischen Berechnungen und bei der Tragwerksberechnung mit räumlichen Gesamtmodellen sowie den Stand der Technik und potenzielle zukünftige Verbesserungen geometrisch nichtlinearer Berechnungen, und er leitet daraus Vorschläge für eine sinnvolle Modernisierung der universitären Lehre in der Baustatik ab.



Prof. Dr.-Ing. habil.
Manfred Bischoff

ist Professor für Baustatik und Baudynamik an der Universität Stuttgart und geschäftsführender Direktor des gleichnamigen dortigen Instituts; Bischoff studierte von 1988 bis 1993 Bauingenieurwesen an der Universität Stuttgart und war bis 1999 wissenschaftlicher Mitarbeiter am dortigen Institut für Baustatik; 1999/2000 war er Gastwissenschaftler an der Universität von Kalifornien in Berkeley, 2001 bis 2005 Akademischer Rat und stellvertretender Lehrstuhlleiter am Lehrstuhl für Statik der TU München, 2005 folgte die Habilitation für das Fach Statik; er ist Mitglied des Ausschusses für die Anerkennung von Prüflingen für Baustatik in Baden-Württemberg, des General Council der International Association for Computational Mechanics (IACM) und der German Association for Computational Mechanics (GACM)

1 Einführung

1.1 Zuses Erben

Am Beginn der Computerstatik stand Konrad Zuses Traum von der Rechenmaschine. Ein häufig zitierter Satz aus seinem Buch „Der Computer – mein Lebenswerk“ [1] lautet:

Eine ausgesprochene Abneigung hatte ich gegen die statischen Rechnungen, mit denen man uns Bauingenieurstudenten quälte. Die Professoren, die diese Rechnerei beherrschten, bewunderte ich wie Halbgötter aus einer anderen Welt. Würde ich das jemals begreifen? Später sollte ich über das Problem des statischen Rechnens auf die Idee der programmgesteuerten Rechenmaschine kommen.

Wir sind die glücklichen Erben Zuses, die von der Realisierung dieses Traums profitieren. Trotzdem kann man nicht sagen, dass die Erstellung einer Statik durch programmgesteuerte Rechenmaschinen vollständig automatisiert sei. Es gibt sie nicht, die immer wieder angekündigten „Expertensysteme“, und es wird sie niemals geben!

Eine Statik besteht aus einer Kombination mehrerer Schritte, die man beispielsweise in der folgenden Form strukturieren kann:

- Überführung des realen Tragwerks in ein statisches System (mechanisches oder mathematisches Modell);
- Systemerkennung und Auswahl eines geeigneten Berechnungsverfahrens;
- Berechnung von Schnittgrößen, Verschiebungen, Spannungen usw.;
- konstruktive Umsetzung (Bemessung, Anwendung von Normen und Vorschriften).

Im Rahmen des Entwurfsprozesses müssen diese Schritte möglicherweise mehrfach durchlaufen werden.

Wir wissen nicht genau, was Konrad Zuse gequält hat. Klar ist, dass sich vor allem der dritte der oben genannten Schritte für eine Automatisierung anbietet und heute weitgehend automatisiert ist. Dass die ebenfalls häufig praktizierte automatische Bemessung (Schritt 4) problematisch sein kann, beschreibt, neben vielen anderen, Rombach [2]. Die Bemessung ist aber nicht das Fachgebiet des Autors und entsprechende Aspekte deshalb auch nicht Gegenstand dieses Aufsatzes.

Hier soll es hauptsächlich um die Modellbildung und Systemerkennung sowie um die Ermittlung von Verschiebungen und Schnittgrößen, das heißt, den strukturelle/mechanische Teil der Baustatik und der Baudynamik gehen, wie er auch dem Verständnis der Disziplin der Baustatik in einem typischen universitären Curriculum entspricht.

1.2 Statik-Programme als Black Box

Nicht nur die Rechenmethoden und Rechenprogramme werden immer komplexer, sondern, unter anderem als Folge der scheinbar unbe-

grenzten Berechnungs- und Bemessungsmöglichkeiten, auch die Tragwerke. Moderne Architektur verlässt sich häufig darauf, dass auch eher skulpturale Geometrien ohne Tragwerkskonzept „hingerechnet“ werden können. Vor diesem Hintergrund stellt sich die Frage nach der Qualitätssicherung. Was muss ein Bauingenieur über die Software wissen, die er anwendet? Was kann er überhaupt wissen?

Es herrscht ein breiter Konsens darüber, dass ein Statik-Programm nicht einfach als Black Box verwendet werden darf und eine Statik auf Knopfdruck ohne Qualitätssicherung wenn nicht unmöglich, so doch sicherlich unverantwortlich ist. Die, auch vom Autor dieses Artikels, immer wieder geforderten Plausibilitätskontrollen sind jedoch einfacher gefordert als durchgeführt. Gleichgewichtskontrollen und Vergleiche mit einfachen Ersatzmodellen sind gute Methoden, um Fehler zu identifizieren, können aber nicht jedes Detail eines Rechenergebnisses absichern. Es bleibt unerlässlich, dass der Anwender der Software auch etwas darüber weiß, was die Software tut.

Er kann aber nicht alles wissen, und das muss er auch nicht. Die Berechnung der Quadratwurzel aus 8 mit dem Taschenrechner auf dem Schreibtisch des Autors liefert das Ergebnis 2,828427125. Wie ist dieses Ergebnis zustande gekommen? Der Autor erinnert sich dunkel an ein Handrechenverfahren auf der Basis von binomischen Formeln und an das *Heron-Verfahren*. Auch eine Nullstellensuche für die Funktion $f(x) = 8 - x^2$ mit einer Newton-Iteration ist denkbar. Er weiß aber nicht, wie der Taschenrechner es gemacht hat; für die Qualitätssicherung ist das jedoch unerheblich. Die einfache Kontrollrechnung (notfalls von Hand) $2,828427125^2 = 8,000000001$ beseitigt das Misstrauen und erinnert nebenbei an die Tatsache, dass numerische Berechnungen meistens nur Näherungslösungen liefern.

Die Berechnung von Quadratwurzeln mit dem Taschenrechner ist ein einfaches Beispiel für einen Fall, bei dem eine Black-Box-Anwendung akzeptabel ist: es ist plausibel, anzunehmen, dass der Taschenrechner das richtig macht, und das Ergebnis lässt sich einfach verifizieren. Wir wissen genau, *was* die Software macht, ohne genau wissen zu müssen, *wie* sie es macht.

Natürlich sind statische Berechnungen komplexer. Die gesamte Entwurfs- und Bemessungsaufgabe hat auch keine eindeutig richtige Lösung. Trotzdem gilt auch hier, dass der Anwender genau wissen muss, was ein Programm macht (Abschnitt 2.2 behandelt ein Thema, bei dem man befürchten muss, dass das häufig nicht so ist). Kenntnisse darüber, wie es das macht, sind dabei manchmal hilfreich. Es ist aber nicht realistisch, zu fordern, dass man jeden Algorithmus, jede numerische Methode bis ins letzte Detail kennt.

Eine praktische Leitlinie ist die folgende: Für jede Methode, jedes Programm-Modul, das er verwendet, muss der Anwender mindestens ein möglichst einfaches Beispiel identifizieren, dessen Lösung er von Hand berechnen kann (oder zumindest kennt und auch versteht!).

Die Forderung an den Ingenieur, zu wissen, was ein Programm macht, ist untrennbar mit der Forderung an die Softwarehersteller verbunden, entsprechende Informationen auch zur Verfügung zu stellen. Dem steht häufig der Wunsch nach Geheimhaltung proprietärer Methoden und Algorithmen entgegen. Im Interesse einer verantwortungsvollen Qualitätssicherung statischer Berechnungen muss es aber immer so sein, dass das Programm dem Ingenieur dient und nicht der Ingenieur das Programm bedient!

2 Tragwerksmodellierung

2.1 Statik am Gesamtmodell

Statische Berechnungen an räumlichen Gesamtmodellen sind mithilfe moderner Statik-Software heute Stand der Technik. Ihre Sinnhaftigkeit wird in der Fachwelt jedoch kontrovers diskutiert. Dabei ist es wichtig, zwischen den beiden Aspekten zu unterscheiden, die diese Fragestellung beinhaltet, nämlich

- die Tatsache, dass es sich um Gesamtmodelle handelt und
- die Tatsache, dass es sich um räumliche Modelle handelt.

Mögliche Probleme und Fehlerquellen, die sich aus dem ersten Aspekt ergeben, können auch an ebenen Gesamtmodellen untersucht werden. Der zweite Punkt kann auch an verhältnismäßig kleinen (räumlichen) Systemen diskutiert werden. In diesem Abschnitt wollen wir uns deshalb zunächst der Frage widmen, welche Konsequenzen eine Betrachtung am Gesamtmodell für die Qualität der statischen Berechnung hat.

Es ist bekannt, dass der Bauablauf, insbesondere bei statisch unbestimmten Tragwerken, einen Einfluss auf die Verschiebungen und die Schnittgrößenverteilung im Tragwerk hat [3], [4], [5], [6]. Eine linear-elastische statische Berechnung an einem Gesamtmodell geht davon aus, dass das gesamte Bauwerk ohne Einfluss der Gravitation zunächst mit seiner Soll-Geometrie errichtet und sämtliche Lasten erst danach aufgebracht werden. Diese Betrachtungsweise nimmt drei Modellfehler in Kauf:

- Lasten aus Eigengewicht unterer (im Bauablauf früher errichteter) Bauabschnitte verursachen rechnerisch Verformungen in späteren Bauabschnitten, die noch gar nicht existieren. Diese künstlichen Verformungen werden in der Realität durch den Bauablauf kompensiert.
- Lasten aus Eigengewicht der früheren Bauabschnitte werden bei statisch unbestimmten Tragwerken rechnerisch zum Teil von noch nicht existenten Bauteilen abgetragen.
- Der in der Baupraxis realisierte Verformungsausgleich hat außerdem zur Folge, dass Bauteile nicht mit der exakten Soll-Geometrie realisiert werden. Der Einfluss dieser Geometrie-Abweichungen auf die Steifigkeiten wird ignoriert.

Der erste der genannten Modellfehler hat den größten Einfluss auf die statische Berechnung, der dritte den kleinsten. Für eine quantitative Diskussion dieser Modellfehler betrachten wir das einfache Modellproblem des in **Abb. 1** dargestellten zweistöckigen einhäufigen Rahmens. Das Eigengewicht jedes der beiden Bauabschnitte ist als Gleichlast q idealisiert.

Die statische Berechnung am Gesamtsystem ergibt für die Vertikalverschiebungen der Knoten 1 und 2 für das hier ausgewählte akademische Zahlenbeispiel

$$D_{1,G} = 0,151 \text{ cm}, \quad D_{2,G} = 0,225 \text{ cm}.$$

Der Index „G“ soll dabei andeuten, dass es sich um eine Berechnung am Gesamtmodell handelt. Für die Normalkräfte in der unteren und oberen Stütze erhält man

$$N_{1,G} = -80,7 \text{ kN}, \quad N_{2,G} = 39,4 \text{ kN}.$$

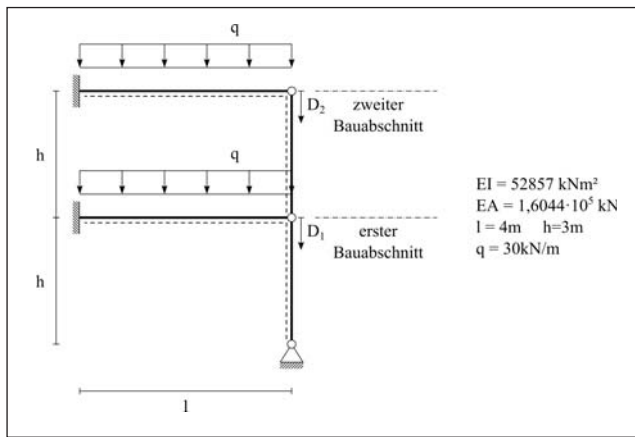


Abb. 1: Einhäufiger Rahmen, Modellproblem für den Einfluss des Bauablaufs

Teilt man gedanklich die Wirkung der Lasten aus den beiden Bauabschnitten unter Verwendung des Superpositionsprinzips auf, so ergibt sich das in Abb. 2 dargestellte Bild. Das linke Bild, das die Lasten aus dem Eigengewicht des ersten Bauabschnitts zeigt, illustriert zwei grundsätzliche Modellfehler:

- Es entstehen in noch nicht existenten Bauteilen Verformungen (zum Beispiel eine Vertikalverschiebung D_2) und
- die noch nicht existenten Bauteile aus dem zweiten Bauabschnitt sind an der Lastabtragung beteiligt.

Der zweite Effekt entfällt bei statisch bestimmten Tragwerken. Deshalb liefern eine Berechnung am Gesamtmodell und ein Baufortschrittsmodell mit Systemwechsel (siehe unten) identische Schnittgrößen, aber unterschiedliche Verformungen.

Eine einfache Möglichkeit für eine Berücksichtigung des Bauablaufs besteht in der Berechnung mit Systemwechsel. Dabei werden die Lastfälle aus Eigengewicht schrittweise in der Reihenfolge des Bauablaufs auf die bis dahin errichteten Teilsysteme (Bauzustände) aufgebracht

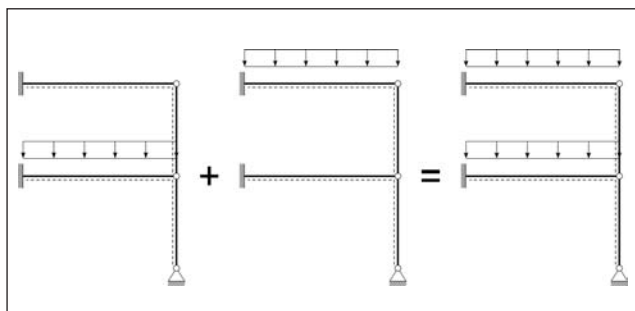


Abb. 2: Berechnung am Gesamtmodell, Superpositionsprinzip

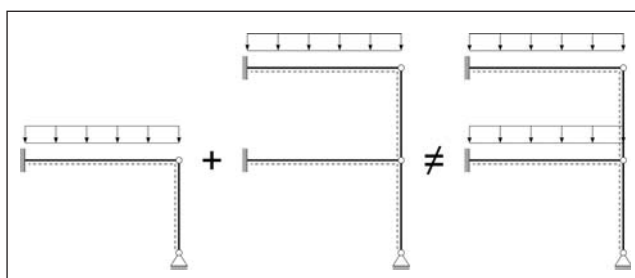


Abb. 3: Berechnung mit Systemwechsel

(Abb. 3). Die Möglichkeit einer solchen Berechnung wird auch von kommerziellen Programmen angeboten [4].

Für unser Zahlenbeispiel liefert die Berechnung des ersten Bauzustands

$$D_{1,S}^1 = 0,080 \text{ cm},$$

$$N_{1,S}^1 = -43,0 \text{ kN}.$$

Dabei steht der Index „S“ für Systemwechsel. Für die Berechnung des zweiten Bauzustands wird auf das Gesamtmodell nur das inkrementelle Eigengewicht, also nur der obere Teil der Last, aufgebracht (Abb. 3, Mitte) und man erhält

$$D_{1,S}^2 = 0,074 \text{ cm}, \quad D_{2,S}^2 = 0,151 \text{ cm},$$

$$N_{1,S}^2 = 39,4 \text{ kN}, \quad N_{2,S}^2 = -41,3 \text{ kN}.$$

Die Superposition der Ergebnisse aus beiden Zuständen liefert das Endergebnis

$$D_{1,S} = 0,154 \text{ cm}, \quad D_{2,S} = 0,151 \text{ cm},$$

$$N_{1,S} = -82,4 \text{ kN}, \quad N_{2,S} = -41,3 \text{ kN},$$

das insbesondere bei der Verschiebung D_2 des oberen Knotens deutlich von der Berechnung am Gesamtmodell abweicht.

Bei der Berechnung mit Verformungsausgleich wird zusätzlich der Tatsache Rechnung getragen, dass die während des Bauablaufs eintretenden Verformungen aus Eigengewicht durch ein quasi zu langes Einbauen der folgenden Stützen (zum Beispiel beim Betonieren im Massivbau oder durch Einsetzen von Futterblechen im Stahlbau) ausgeglichen werden. In unserem Zahlenbeispiel erhält dadurch die obere der beiden Stützen eine Länge von 3,0008 Meter und ist deshalb minimal weicher. Der Einfluss auf das Endergebnis ist bei der hier gewählten Rundung auf drei signifikante Stellen nicht messbar. Die in [6] beschriebene Methode zur Berechnung mit Verformungsausgleich kann jedoch gegenüber der Berechnung mit Systemwechsel auch algorithmische Vorteile haben. Außerdem kann der Einfluss des Verformungsausgleichs bei größeren und komplexeren Tragwerken mit ausgeprägter statischer Unbestimmtheit größer sein.

Der Einfluss des Bauablaufs auf die Verschiebungen ist offensichtlich größer als der Einfluss auf die Schnittgrößen. Bei statisch bestimmten Systemen und Berechnung mit Systemwechsel (ohne Verformungsausgleich) sind die Schnittgrößen identisch mit denen aus einer Berechnung am Gesamtmodell (siehe oben).

Eine nach bestem Wissen des Autors in der Literatur bislang noch nicht beschriebene weitere Variante zur Berücksichtigung des Bauablaufs liefert der algorithmische Rahmen von geometrisch nichtlinearen Berechnungen. Der Ablauf einer geometrisch nichtlinearen Berechnung beinhaltet die sukzessive Veränderung der Systemsteifigkeit aufgrund der nichtlinearen Anteile aus Anfangsverschiebungssteifigkeit k_u und geometrischer Steifigkeit k_g .

Im Bauwesen wird bei geometrisch nichtlinearen Berechnungen zur Vereinfachung praktisch ausschließlich die Theorie II. Ordnung angewandt, bei der die geometrische Steifigkeit k_g nur näherungsweise berücksichtigt und die Anfangsverschiebungssteifigkeit k_u komplett vernachlässigt wird. Gerade in k_u steckt jedoch die Information über Geometrieänderungen, also auch den Verformungsausgleich. Bettet man

in eine vollständig geometrisch nichtlineare Berechnung, die k_u und k_g berücksichtigt, zusätzlich den Systemwechsel in die Veränderung der Steifigkeitsmatrizen mit ein, so erhält man einen Algorithmus, der ganz automatisch sämtliche Effekte berücksichtigt.

Das heißt jedoch nicht, dass man immer vollständig geometrisch nichtlinear rechnen muss, um den Bauablauf zu berücksichtigen. Vernachlässigt man die geometrische Steifigkeit k_g und verzichtet auf Gleichgewichtssiterationen, entspricht das einer linearen Berechnung. Die Information über den Verformungsausgleich steckt in der Anfangsverschiebungssteifigkeit k_u .

Diese hier nur in wenigen Worten grob skizzierte Methode wird im Moment im Rahmen einer Masterarbeit am Institut für Baustatik und Baudynamik der Universität Stuttgart implementiert und getestet [7]. Dort werden auch Vergleiche mit einer klassischen Positionsstatik angestellt, bei der die Lasten von oben nach unten verfolgt werden.

Abschließend sei noch angemerkt, dass die Situation in der Realität durch weitere zeitabhängige Effekte (Kriechen und Schwinden, Baugrund) noch komplizierter ist, als sie hier dargestellt wurde [5]. Einige der Effekte können sich auch gegenseitig aufheben; allerdings sollte man bei der Modellbildung nicht grundsätzlich auf die Hoffnung bauen, dass bestimmte Fehler gegebenenfalls durch andere Fehler wieder ausgeglichen werden.

2.2 Geometrisch nichtlineare Berechnungen bei räumlichen Tragwerken

Für Systeme mit großen Verformungen sowie Stabilitätsuntersuchungen werden in der Strukturmechanik geometrisch nichtlineare Theorien eingesetzt. Der wesentliche Unterschied zu geometrisch linearen Berechnungen (Theorie I. Ordnung) besteht darin, dass das Gleichgewicht am verformten System gebildet wird.

Bei der im Bauwesen in der Regel eingesetzten Theorie II. Ordnung werden im Vergleich zur vollständig geometrisch nichtlinearen Theorie einige vereinfachende Annahmen getroffen, von denen die wichtigste darin besteht, dass man von kleinen Verschiebungen u und Verdrehungen φ ausgeht, so dass

$$\sin \varphi \approx \varphi, \quad \cos \varphi \approx 1,$$

gilt. Für die Herleitung der linearisierten Differenzialgleichung nach Theorie II. Ordnung werden weitere Annahmen benötigt.

Möglichkeiten und Grenzen der Theorie II. Ordnung (zum Beispiel werden Durchschlagsphänomene nicht richtig abgebildet) sind in Theorie und Praxis wohlverstanden. In der Literatur gibt es jedoch keine einheitliche Definition einer *räumlichen Theorie II. Ordnung*. Bei der Anwendung unterschiedlicher kommerzieller Statik-Programme können räumliche Berechnungen nach Theorie II. Ordnung deshalb stark voneinander abweichende Ergebnisse liefern. Ein Beispiel für Ursachen solcher Abweichungen ist der *räumliche P-Δ-Effekt* (Torsionsmomente aus ausgelenkten Querkräften), der in manchen Programmen berücksichtigt und in anderen vernachlässigt wird. *Gensichen* und *Lumpe* [8], [9] haben sich diesem Thema ausführlich gewidmet, und die Ergebnisse ihrer Studien zeichnen ein unbefriedigendes Bild von der aktuellen Situation bei geometrisch nichtlinearen Berechnungen für räumliche Tragwerke im Bauwesen. In [9] werden nicht weniger als fünf verschiedene Varianten der räumlichen Theorie II. Ordnung, die in verschiedenen kommerziellen Programmen angeboten werden, unter-

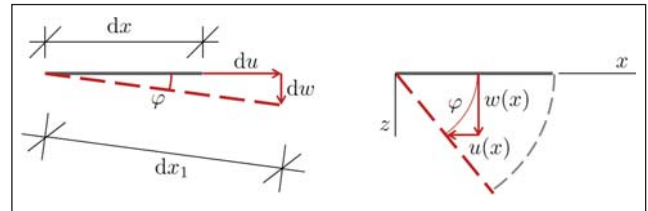


Abb. 4: Allgemeine Verformung und Starrkörperrotation eines infinitesimalen Linienelements

sucht und verglichen. Es stellt sich die Frage, ob die Anwender die Grenzen dieser einzelnen Theorien kennen und die Approximationsfehler abschätzen können.

Wir nähern uns dem Thema zunächst auf der Basis der ebenen Theorie II. Ordnung. Der Approximationsfehler, den man dabei begeht, wird am folgenden kleinen Beispiel illustriert. Wir betrachten die Verformung eines infinitesimalen Linienelements (Abb. 4, links) und berechnen die Normalverzerrungen in Stablängsrichtung nach Theorie erster und zweiter Ordnung.

$$\varepsilon_I = \frac{l_1 - l_0}{l_0} = \frac{du}{dx}, \quad \varepsilon_{II} = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dx} \right)^2.$$

Die Verzerrung nach Theorie II. Ordnung ε_{II} enthält einen nichtlinearen Term, der näherungsweise den Einfluss der Stabverdrehung auf die Längsdehnung mit berücksichtigt.

Abb. 4, rechts, zeigt eine Starrkörperrotation um den Winkel φ für die die Verzerrungen null sein sollten. Aus den entsprechenden Verschiebungsverläufen

$$u(x) = -x \cdot (1 - \cos \varphi), \quad w(x) = x \cdot \sin \varphi,$$

erhält man für die Normalverzerrungen nach Theorie I. und II. Ordnung

$$\varepsilon_I = \frac{du(x)}{dx} = -1 + \cos \varphi,$$

$$\varepsilon_{II} = \frac{du(x)}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{dw(x)}{dx} \right)^2 = -1 + \cos \varphi + \frac{1}{2} \sin^2 \varphi.$$

In beiden Fällen ist die Verzerrung nicht null. Für einen Rotationswinkel von $\varphi = 10^\circ$ erhält man

$$\varepsilon_I = -0,015 \triangleq 1,5\%, \quad \varepsilon_{II} = 0,0001 \triangleq 0,01\%.$$

Die Theorie II. Ordnung liefert zwar den deutlich kleineren Fehler, die Abweichung von der exakten Lösung steigt jedoch nichtlinear mit der Größe der Verformungen an. Entsprechende Abweichungen ergeben sich selbstverständlich nicht nur für Starrkörperverdrehungen, sondern für jede Deformation. Für baupraktische Fälle ist die Abweichung in der Regel akzeptabel, bei großen Verformungen werden jedoch auch die Fehler in der Theorie II. Ordnung zu groß. Für einen Winkel von 45 Grad ergibt sich bereits eine Stauchung von über vier Prozent.

Im Rahmen der Kontinuumsmechanik können für die Modellierung von Problemen mit großen Verformungen zahlreiche verschiedene Verzerrungsmaße formuliert werden. In der Festkörper- und Strukturmechanik wird, insbesondere im Zusammenhang mit der Finite-Elemente-Methode, meistens das Verzerrungsmaß nach *Green-Lagrange* ein-

TRAGWERKSPLANUNG

gesetzt. Vereinfacht gesagt beruht es auf der Idee, die Quadrate der Längen infinitesimaler Linienelemente zu vergleichen, im eindimensionalen Fall also

$$\epsilon_{GL} = \frac{1}{2} \frac{l_1^2 - l_0^2}{l_0^2} = \frac{1}{2} \frac{(dx+du)^2 - dx^2}{dx^2} = \underbrace{\frac{dx}{du} + \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dx} \right)^2}_{\text{TH.II.O.}} + \frac{1}{2} \left(\frac{du}{dx} \right)^2$$

Der Faktor 1/2 ergibt sich aus der Forderung, dass die Linearisierung des Verzerrungsmaßes mit der Definition linearer Verzerrungen ϵ_i übereinstimmt. Einsetzen der Formeln für eine Starrkörperrotation liefert mit

$$\epsilon_{GL} = -1 + \cos \varphi + \frac{1}{2} \sin^2 \varphi + \frac{1}{2} (-1 + \cos \varphi)^2 = 0$$

die exakte Lösung. Für das Fachgebiet der Kontinuumsmechanik ist das eine fast triviale Beobachtung, die damit zusammenhängt, dass es sich bei den Green-Lagrange-Verzerrungen um ein *objektives* Verzerrungsmaß handelt. Für das Fachgebiet der Baustatik ist es insofern bemerkenswert, als hier immer wieder von einer „Theorie III. Ordnung“ die Rede ist. Die Green-Lagrange-Verzerrung ϵ_{GL} unterscheidet sich von ϵ_{II} jedoch nur um einen einzigen, quadratischen Ausdruck $\frac{1}{2} (du/dx)^2$, also einen Term zweiter Ordnung. Es taucht kein Term dritter Ordnung auf. Es handelt sich bei der Theorie II. Ordnung auch nicht etwa um eine Reihenentwicklung, die nach dem quadratischen Glied abgebrochen würde, wie immer wieder irrtümlich behauptet wird. Für eine Theorie III. Ordnung scheint es außerdem in der Literatur keine einheitliche, allgemein akzeptierte Definition zu geben, sondern lediglich die vage Vorstellung, dass gegenüber der Theorie II. Ordnung weitere nichtlineare Effekte berücksichtigt werden.

Die Pointe dieses kleinen Exkurses in geometrisch nichtlineare Verzerrungsmaße für ebene Stäbe besteht darin, dass eine Erweiterung der Theorie II. Ordnung für beliebig große Verformungen nicht etwa auf einen mühsamen Weg über Theorien dritter, vierter und noch höherer Ordnung bis ins Unendliche weist. Tatsächlich fehlt im Vergleich zu einer vollständig geometrisch nichtlinearen Theorie für das vorliegende Beispiel des Dehnstabs nur ein einziger Term zweiter Ordnung. Das Hinzufügen dieses Terms bringt zwar bereits solche Komplikationen ins Spiel, dass Berechnungen von Hand so gut wie ausgeschlossen sind. Wird jedoch ohnehin ein Stabwerksprogramm beziehungsweise die Methode der finiten Elemente verwendet, sind die handwerklichen Unterschiede nicht so groß und nicht so bedeutsam. Methodisch ist es sogar einfacher: man quält sich nicht mit der Frage, welche Terme nun zu berücksichtigen und welche zu vernachlässigen seien. Die einfache Antwort lautet: man nimmt alle Terme mit.

Diese Überlegung führt uns schließlich auf die eingangs dieses Abschnitts angesprochene Problematik der unklaren Situation bei der räumlichen Theorie II. Ordnung. Eine vollständig geometrisch nichtlineare Theorie ist auch im Räumlichen klar definiert und ist im Rahmen von Computerberechnungen im Hinblick auf Qualitätssicherung, Nachvollziehbarkeit und Vergleichbarkeit (Prüfung!) für die Zukunft vielleicht der bessere Weg.

3 Baustatik in der universitären Lehre

3.1 Von der Kunst des Rechnens zur Kunst der Modellbildung

Die Praxis der automatisierten statischen Berechnung mit Computerprogrammen muss in der universitären Lehre berücksichtigt werden. Dazu gehört zunächst die Vermittlung von Grundkenntnissen computer-

orientierter Methoden und der Methode der finiten Elemente. Genauso wichtig ist jedoch die Beobachtung, dass sich die Statik von einer Kunst des Rechnens zu einer Kunst der Modellbildung entwickelt hat.

Selbstverständlich hat die Modellbildung im Rahmen von Handrechenverfahren schon immer eine große Rolle gespielt und ist praktisch deren integraler Bestandteil [10], [11]. Insbesondere die Methode der finiten Elemente hat jedoch eine Entwicklung in Gang gesetzt, die es uns heute scheinbar erlaubt, alles zu rechnen. Moderne Architektur nutzt diese Fähigkeiten manchmal bis an die Grenzen des Erträglichen aus. Die teilweise äußerst komplexen mechanischen Theorien und Modelle, die dabei verwendet werden, müssen also genau verstanden werden, gerade weil nicht von Hand gerechnet wird! Die Kenntnis von Anwendungsgrenzen und Approximationsfehlern sind für die Schritte der Validierung („Wurden die richtigen Gleichungen gelöst?“) und Verifikation („Wurden die Gleichungen richtig gelöst?“) von Computerberechnungen essenziell.

In den folgenden beiden Abschnitten werden beispielhaft zwei Aspekte der Modernisierung universitärer Lehre behandelt, wie sie in der Stuttgarter Statik praktiziert wird: In Abschnitt 3.2 wird die Bedeutung klassischer Handrechenverfahren als analytisches Denkwerkzeug beschrieben, Abschnitt 3.3 widmet sich der stärkeren Betonung räumlicher Tragwerke.

3.2 Rechenmethoden als Denkwerkzeug

Das Kraftgrößenverfahren ist eine Methode zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke. Zum gleichen Ergebnis gelangt man, wenn man die Berechnung mit dem Verschiebungsgrößenverfahren oder der direkten Steifigkeitsmethode durchführt. Schafft die Kenntnis mehrerer Methoden zur Lösung des gleichen Problems eine überflüssige Redundanz? Kann auf die Lehre solcher Methoden nicht verzichtet werden, wenn man Stabwerksprogramme zur Verfügung hat? Diese häufig gestellte rhetorische Frage wird ebenso häufig mit Nein beantwortet. Dabei geht es meistens um die Bedeutung der mechanischen Grundlagen, den Einblick ins Tragverhalten, den insbesondere das Kraftgrößenverfahren vermittelt und natürlich auch um die Tatsache, dass es auch jemanden geben muss, der solche Rechenprogramme produziert.

Neben dem häufig bemühten Gefühl für das Tragverhalten, das Berechnungen statischer Systeme von Hand vermitteln soll, bieten uns Methoden wie das Kraftgrößenverfahren jedoch ein mächtiges intellektuelles Werkzeug, nämlich, eine systematische Methode, bestimmte Sachverhalte gedanklich zu analysieren, ohne explizit Berechnungen durchzuführen. Dieser Gedanke soll mit einem kleinen Beispiel illustriert werden.

Abb. 5 zeigt einen scheinbar symmetrischen Zweifeldträger unter Gleichlast. Bei näherer Betrachtung erweist sich das System als unsymmetrisch, da sich die Steifigkeiten der beiden Felder unterscheiden. Es stellt sich die Frage nach der Lastabtragung, insbesondere nach dem Momentenverlauf.

Vor dem Hintergrund, dass es sich um ein statisch unbestimmtes System handelt, ist man geneigt, dem steiferen Balken den größeren Teil

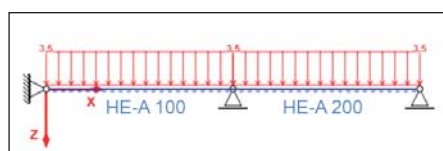


Abb. 5: Zweifeldträger unter Gleichlast, System mit Belastung

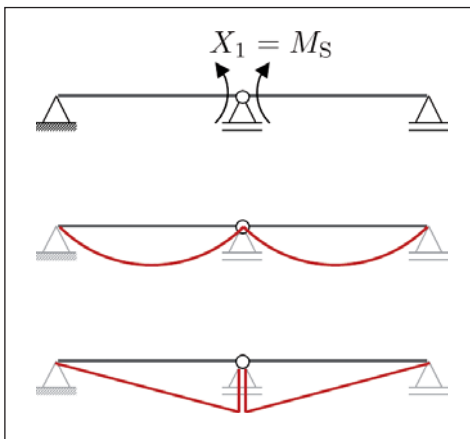


Abb. 6: Statisch bestimmtes Grundsystem, Nullzustand und Einheitszustand

der Lastabtragung zuzuschlagen. „Steifigkeit zieht Kräfte an“, haben wir gelernt. Beim Versuch, einen plausiblen unsymmetrischen Momentenverlauf qualitativ zu skizzieren, kommen jedoch erste Zweifel auf. Auch die Überlegung, dass die Auflagerkräfte links und rechts unterschiedlich sein könnten, scheitert an der Überprüfung des Momentengleichgewichts.

Ist der Momentenverlauf doch symmetrisch, obwohl das System unsymmetrisch ist? Ohne eine Rechnung durchzuführen, kann diese Frage leicht und sicher mit einem Gedankengang beantwortet werden, der sich am Kraftgrößenverfahren orientiert und der in **Abb. 6** illustriert ist.

Der gedankliche Einbau eines Momentengelenks über dem mittleren Lager liefert ein statisch bestimmtes Grundsystem. Der Nullzustand (Lastzustand) ist offensichtlich symmetrisch, da bei einem statisch bestimmten System die Steifigkeiten keinen Einfluss auf die Schnittgrößenverläufe haben. Dasselbe gilt für den Einheitszustand (den statisch unbestimmten Anteil). Die Gesamtlösung ist eine Linearkombination von Null- und Einheitszustand und damit ebenfalls symmetrisch. Das zunächst etwas knifflige Problem erweist sich durch den systematischen Denkansatz als verhältnismäßig einfach: Der Schnittgrößenverlauf ist tatsächlich symmetrisch (die Biegelinie ist natürlich unsymmetrisch, **Abb. 7**).

Eine andere Situation ergibt sich, wenn der Träger an beiden Enden zusätzlich eingespannt ist. Das System ist dann dreifach statisch unbestimmt, zwei der drei Einheitszustände sind unsymmetrisch und der Gedankengang ist nicht mehr so simpel. Abhilfe schafft dann die Wahl eines statisch unbestimmten Grundsystems (wieder durch Einbau eines Gelenks in der Mitte), und wir kommen zum selben Ergebnis: auch für die eingespannte Variante sind die Schnittgrößen symmetrisch.

Für das seitlich eingespannte System kann man schließlich noch eine weitere erstaunliche Beobachtung machen: nimmt man das mittlere Lager weg, so erhält man einen beidseitig eingespannten Balken mit unsymmetrischer Steifigkeitsverteilung. In diesem Fall werden die

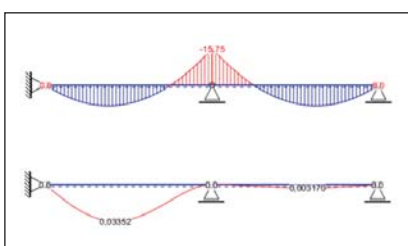


Abb. 7: Momentenverlauf und Biegelinie

Schnittgrößenverläufe tatsächlich unsymmetrisch, was ebenfalls mit der oben genannten Methode des gedanklichen Durchspielens einer Berechnung mit dem Kraftgrößenverfahren nachvollzogen werden kann. Wir haben es also mit einer Situation zu tun, in der in einem (geometrisch) symmetrischen System mit symmetrischem Schnittgrößenverlauf ein symmetrisches Bauteil auf der Symmetrieachse entfernt und dadurch der Schnittgrößenverlauf unsymmetrisch wird! (Diesen Satz muss man vermutlich zweimal lesen.)

Neben der anekdotenhaften Kuriosität, die hinter solchen Gedankenexperimenten steckt, hat die Beobachtung, dass klassische Handrechenmethoden auch als Denkwerkzeug eingesetzt werden können, den praktischen Nutzen, auch ohne aufwendige Berechnungen Plausibilitätskontrollen von Computerberechnungen durchführen zu können und Eingabe- und Interpretationsfehler bei der Anwendung von Rechenprogrammen zu erkennen und zu vermeiden. Das oben bereits erwähnte Gefühl für das Tragverhalten, mit dem erfahrene Ingenieure ihre jungen Kollegen immer wieder verblüffen, ist vielleicht gar kein Gefühl, sondern ein in Fleisch und Blut übergegangenes methodisches Denken, zu dem sie die Kenntnis klassischer Methoden der Statik befähigt. Dieses wertvolle Werkzeug dürfen wir nicht aus der Hand geben!

3.3 Räumliche Tragwirkung

Der Trend zu statischen Berechnungen an räumlichen Gesamtmodellen wurde bereits in Abschnitt 2.1 diskutiert. Dort ging es um den Aspekt des Gesamtmodells. Aber auch auf die Tatsache, dass immer häufiger mit räumlichen statischen Systemen gearbeitet wird, muss die Lehre in der Baustatik reagieren. Es gibt sicherlich viele gute und schlechte Gründe für Berechnungen an räumlichen Systemen, die jedoch an anderer Stelle diskutiert werden sollen. Unbestritten ist, dass bestimmte Tragwerke eine räumliche Betrachtung zwingend erforderlich machen – man denke an den Neubau des Mercedes-Benz-Museums in Stuttgart oder an Überdachungen von Fußballstadien. Jedenfalls muss die Lehre in der Baustatik auf diesen Trend reagieren.

Tragwerkserkennung und Schnittgrößenermittlung sind für räumliche Systeme bedeutend komplexer als für ebene Systeme. Um die Studentinnen und Studenten nicht von vornherein zu sehr auf eine ebene Scheinwelt zu fixieren, werden an der Universität Stuttgart bereits in den ersten Vorlesungen über Baustatik ebene Systeme behandelt, die quer zu ihrer Ebene belastet sind. Das sind zwar, streng genommen, keine räumlichen Systeme, sie zeigen jedoch ein räumliches Tragverhalten (Verschiebungen aus der Ebene heraus, Torsion). Bereits an verhältnismäßig simplen Systemen kann man so an Phänomene herantreten, die in der klassischen „ebenen“ Statik nicht auftreten.

Abb. 8, links, zeigt einen gebogenen, beidseitig eingespannten Träger unter Querlast. Gesucht sind die Momentenverläufe. Unter Ausnut-

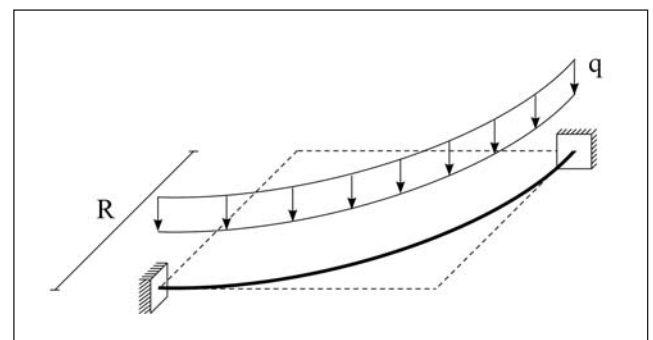


Abb. 8: Beidseitig voll eingespannter Viertelkreisbogen unter Querlast

TRAGWERKSPLANUNG

zung der Symmetrie und Berücksichtigung der speziellen Belastung erweist sich das System als einfach statisch unbestimmt. Wegen der Krümmung ist die Berechnung von Hand einigermaßen aufwendig. Für einen Balken mit Biegesteifigkeit EI und Torsionssteifigkeit GI_T ergeben sich die folgenden Verläufe für das Biegemoment M_y und das Torsionsmoment M_T als Funktion des Winkels φ :

$$M_y = \frac{qr^2 \left[(4(\sin \varphi + \cos \varphi) - 2 - \pi) GI_T - ((\pi - 4) (\sin \varphi + \cos \varphi) - 2 + \pi) EI \right]}{(\pi + 2) GI_T + (\pi - 2) EI},$$

$$M_T = \frac{qr^2 \left[\left(4(\sin \varphi - \cos \varphi) + \frac{1}{2} \pi + \frac{1}{2} \pi^2 - (2 + \pi) \varphi \right) GI_T - \left((\pi - 4) (\cos \varphi - \cos \varphi) - \sin \varphi - \frac{1}{2} \pi + \frac{1}{2} \pi^2 + (2 - \pi) \varphi \right) EI \right]}{(\pi + 2) GI_T + (\pi - 2) EI}$$

Interessanter und aussagekräftiger als diese abschreckenden Formeln ist die grafische Darstellung der Momentenverläufe für ein (akademisches) Zahlenbeispiel. Mit $EI = 2500 \text{ kNm}^2$, $GI_T = 1750 \text{ kNm}^2$, $r = 10 \text{ m}$ und $q = 5 \text{ kN/m}$ erhält man die in **Abb. 9** dargestellten Momentenverläufe.

Der Verlauf des Biegemoments entspricht qualitativ dem eines geraden, beidseitig eingespannten Balkens. Auch quantitativ liefert die (unzulässige!) Betrachtung des Systems als gerader Balken mit der Länge $l = r \cdot \pi/4 \approx 15,71 \text{ m}$ erstaunlich gute Übereinstimmungen.

Feldmoment: $M_F = 51,4 \text{ kNm}$ (gekrümmter Balken: $45,7 \text{ kNm}$)
 Einspannmoment: $M_E = -102,8 \text{ kNm}$
 (gekrümmter Balken: $-114,1 \text{ kNm}$)

Man darf sich von dieser scheinbar hilfreichen Analogie nicht dazu hinreißen lassen, die aufwendige Berechnung des gekrümmten Systems zu scheuen, und den Balken näherungsweise als geraden Balken zu dimensionieren, denn das Torsionsmoment ist beim geraden Balken natürlich identisch null.

Dies führt uns auf die eigentlich interessante Frage an dieses Beispiel nach der Herkunft des Torsionsmoments: entsteht es aus Zwang oder aus Gleichgewicht? Die Frage ist mit einem Blick auf die oben angegebene Formel für M_T schnell beantwortet: Setzt man die Torsionssteifigkeit GI_T , und damit den Zwang, auf null, wird dadurch das Torsionsmoment nicht null. Das Torsionsmoment wird also aus Gleichgewichtsgründen benötigt und muss bei der Bemessung unbedingt berücksichtigt werden. Trotz der statischen Unbestimmtheit gibt es keine Möglichkeit zur Umlagerung!

Für unser Zahlenbeispiel erhält man in den Viertelspunkten des Trägers mit $GI_T = 1750 \text{ kNm}^2$ ein Torsionsmoment von $M_T = \pm 12,5 \text{ kNm}$. Mit $GI_T = 0$ beträgt es rechnerisch immerhin noch $M_T = \pm 7,1 \text{ kNm}$.

Eine alternative Annäherung an die Frage nach Zwangs- oder Gleichgewichtstorsion ist wieder über das Kraftgrößenverfahren möglich.

Abb. 10 zeigt einen beidseitig torsionsschlaff eingespannten Träger als mögliches statisch bestimmtes Grundsystem. Die entsprechenden Momentenverläufe sind in **Abb. 11** dargestellt, und man sieht, dass auch hier ein Torsionsmoment auftritt. Es kann sich nur um Gleichgewichtstorsion handeln, da das System statisch bestimmt und der Schnittgrößenverlauf steifigkeitsunabhängig ist. Der M_T -Verlauf im Einheitszustand ist konstant, die Superposition liefert also auf jeden Fall ein Torsionsmoment ungleich null.

Bemerkenswert ist, dass, obwohl beim torsionsschlaff eingespannten System das Torsionsmoment M_T am Trägerende null ist und der Träger nur in seiner Achse belastet wird, Torsion aus Gleichgewicht entsteht. Die Ursache liegt in der Krümmung des Balkens und der Tatsache, dass die Wirkungslinie der Resultierenden bezüglich der Balkenachse einen Hebelarm hat. Solche Überlegungen sollen den Studentinnen und Studenten einen Einstieg in die Erfassung des räumlichen Tragverhaltens

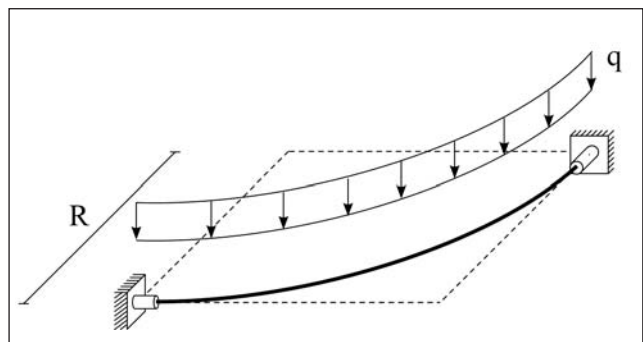


Abb. 10: Beidseitig torsionsweich eingespannter Viertelkreisbogen unter Querkraft

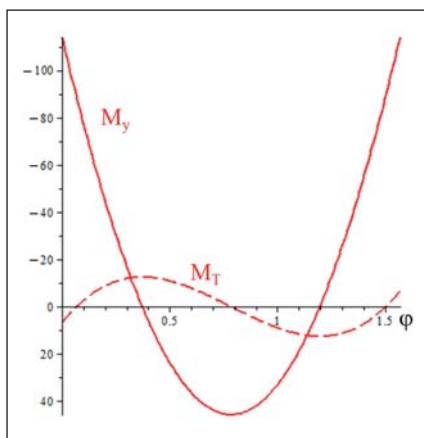


Abb. 9: Verläufe von Biegemoment M_y und Torsionsmoment M_T

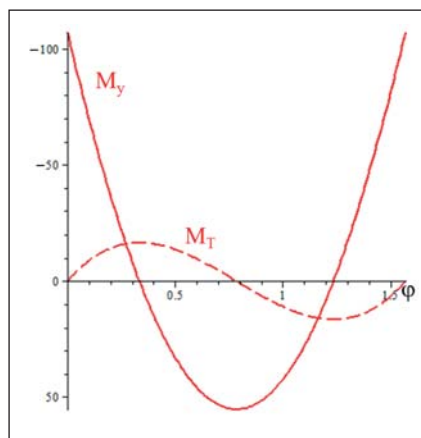


Abb. 11: Momentenverläufe für torsionsschlaffe Einspannung

liefern, ohne sie gleich zu Anfang mit der Berechnung komplexer räumlicher Systeme zu überfordern.

Die Unterscheidung von Zwangs- und Gleichgewichtstorsion ist übrigens auch im Zusammenhang mit der in Abschnitt 2.2 diskutierten räumlichen Theorie II. Ordnung von Bedeutung.

4 Fazit

Vor dem Hintergrund aktueller Entwicklungen in der Hochschulpolitik ist es mehr denn je notwendig, dass Universitäten ein klares Leitbild für die Lehre formulieren. Aus der Sicht des Autors gehört zu einem universitären Profil die Vermittlung von Methodenkompetenz und Urteilsvermögen, insbesondere

- die Fähigkeit zur kritischen Beurteilung bekannter Verfahren und selbstständigen Entwicklung neuer Methoden und Werkzeuge,
- die Fähigkeit, selbstständig wissenschaftlich zu arbeiten,
- das Beherrschen von Strategien zur Analyse, Strukturierung und Lösung von Problemen,
- die Fähigkeit interdisziplinär zu denken und zu arbeiten und
- vorhandenes Wissen auf neue Gebiete zu extrapolieren.

Ein Bauingenieur, der an einer Universität studiert hat, sollte mehr können, als seine Software. Eine moderne (nicht modische) Lehre muss auch in dreißig Jahren noch sinnvoll nachwirken.

Universitäten sind dafür verantwortlich, denjenigen Studentinnen und Studenten ein attraktives Angebot zu machen, die die Motivation und die Voraussetzungen dazu haben, ein wissenschaftliches Studium mit höchsten Ansprüchen und Anforderungen zu absolvieren. Es geht nicht darum, möglichst viele Studenten irgendwie zu einem erfolgreichen Abschluss zu manövrieren. Der Master of Science ist der Regelabschluss, um eine optimale Kombination von Grundlagenwissen und praxisorientierten Lehrinhalten zu realisieren. Übrigens sollte nicht allein der Masterabschluss als Äquivalent zum Diplom betrachtet werden, sondern die Kombination von Bachelor- und Masterabschluss. Gerade im Bereich des Bachelorstudiums werden wichtige theoretische Grundlagen vermittelt.

Die Schlussfolgerungen aus den hier beispielhaft behandelten Aspekten von Computerstatik und Tragwerksmodellierung können wie folgt zusammengefasst werden:

- Qualitätssicherung in der Computerstatik erfordert Kenntnisse des Ingenieurs über die baustatischen Modelle und zum Teil auch Berechnungsmethoden, die eine Software anwendet, um die Ergebnisse validieren und verifizieren zu können. Einfache Testbeispiele mit abgesicherten Ergebnissen können hier helfen. Damit eng verknüpft ist die Forderung nach Transparenz in der Programmdokumentation. Dem Ingenieur muss die Möglichkeit eingeräumt werden, die Kenntnisse, die von ihm gefordert werden, auch zu erlangen.
- Räumliche Berechnungen am Gesamtmodell sind nur dann sinnvoll, wenn sie auch richtig durchgeführt werden. Die Berücksichtigung des Bauablaufs ist dabei nur einer von mehreren wichtigen Punkten. Hier hat sich offenbar noch keine allgemein verbindliche Vorgehensweise etabliert. Geeignete Berechnungsmethoden sind Gegenstand aktueller Forschung.
- Klassische Handrechnungsmethoden sind als analytisches Denkschema unverzichtbar. Gleichgewicht kommt nicht aus der Mode.

Nicht nur für quantitative Kontrollen von Rechenergebnissen sondern auch als intellektuelles Werkzeug zur systematischen gedanklichen Analyse des Tragverhaltens sind Methoden, wie das Kraftgrößenverfahren unverzichtbar.

- Die Lehre von Computermethoden erfordert vor allem die Lehre entsprechender Theorien und Modelle („The computer shapes the theory“, J. Argyris). Für die verantwortliche Anwendung komplexer Statik-Software sind heute sogar mehr Theorie-Kenntnisse notwendig als früher.
- Vollständig geometrisch nichtlineare Berechnungen sind klar definiert, genauer und konzeptionell sogar einfacher als Berechnungen nach Theorie II. Ordnung. Traditionelle Vereinfachungen in baustatischen Modellen, wie die Theorie II. Ordnung, sind häufig nicht die Folge einer systematischen Vernachlässigung nachrangiger Effekte, sondern der Praktikabilität bei Handrechnungen geschuldet. Es muss deshalb hinterfragt werden, ob ihre minutiöse Umsetzung in Computerprogrammen sinnvoll ist. Bei der Theorie II. Ordnung ist die aktuelle Situation für räumliche Tragwerke unbefriedigend. Man darf dabei jedoch nicht den didaktischen Wert der Theorie II. Ordnung für den Einblick in die wesentlichen nichtlineare Phänomene („P- Δ -Effekt“) vergessen.

Die moderne Baustatik und Baudynamik ist kein seelenloses Regelwerk für Rechenknechte, dessen Anwendung man am liebsten einer Maschine überlassen würde. Auch die klassische Statik ist das nie gewesen. Ihr Gegenstand war und ist eine zutreffende Analyse und Modellierung von Tragwerken zur qualitativen und quantitativen Erfassung von dessen Tragverhalten mit dem Ziel einer sicheren, gebrauchstauglichen und wirtschaftlichen Bemessung.

5 Literatur

- [1] Zuse, K. Der Computer – mein Lebenswerk. Springer, 1984
- [2] Rombach, G., Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau. 2. Auflage, Wiley (2006)
- [3] Bischoff, M., Bletzinger, K.-U., Statik am Gesamtmodell – Möglichkeiten und Ansprüche. Tagungsband Baustatik-Baupraxis 10, Universität Karlsruhe, 2008
- [4] Bischoff, M., Kimmich, S., Computerstatik am Gesamtsystem – Modellierung ohne Grenzen? Tagungsband Baustatik-Baupraxis 12, Universität Innsbruck/TU Graz, 2011
- [5] Fastabend, M., Schäfers, T., Albert, M., Lommen, H.-G., Zur sinnvollen Anwendung ganzheitlicher Gebäudemodelle in der Tragwerksplanung von Hochbauten. Beton- und Stahlbetonbau 104, 657-663, 2009
- [6] Löwenstein, J. G., Bauen unter Gravitation. Verformungsausgleich im Baufortschritt, mb-news 4 (2014).
- [7] Rahmig, C., Berücksichtigung des Baufortschritts im Hochbau. Masterarbeit (in Bearbeitung), Institut für Baustatik und Baudynamik, Universität Stuttgart, 2015
- [8] Gensichen, V., Lumpe, G., Zur Leistungsfähigkeit, korrekten Anwendung und Kontrolle von EDV-Programmen für die Berechnung räumlicher Stabwerke im Stahlbau (Teil I), Stahlbau 77, 2008
- [9] Gensichen, V., Lumpe, G., Theorie II. und III. Ordnung – die großen Missverständnisse, Stahlbau 82 (2013)
- [10] Bischoff, M. Computerstatik. Bautechnik 90, Sonderheft Dezember 2013, S. 91-95, 2013
- [11] Kurrer, K.-E., Geschichte der Baustatik, Ernst und Sohn, 2002

Konzept zum Nachweis der Systemtraglast massiver Wasserbauwerke auf Basis nichtlinearer Stoffgesetze

An mehreren Bauwerken konnte die Anwendbarkeit auch unter praktischen Bedingungen bereits bestätigt werden

Seit mehreren Jahren untersucht die Karlsruher Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) im Verlauf der Bundeswasserstraßen systematisch die Standsicherheit verschiedener Schifffahrtsschleusen aus Stahlbeton. Anlass für diese teilweise sehr aufwendigen Untersuchungen sind Schadenfälle infolge Materialermüdung. Bei den statischen Berechnungen stellte sich sehr bald heraus, dass die geläufigen Nachweismethoden und üblichen statischen Modelle erhebliche rechnerische Sicherheitsdefizite bergen. Um das Tragwerksverhalten der Schleusenammern realitätsnäher abbilden zu können, sind Systemtraglastanalysen auf der Basis nichtlinearer Stoffgesetze notwendig. Als Grundlage hierfür wurde die „Konzeption zum statischen Nachweis der Systemtraglast an Stahlbetonschleusen auf der Basis nichtlinearer Stoffgesetze“, kurz: NiTra, entwickelt, die das Sicherheitsformat der neuen Normengeneration enthält. Zwischenzeitlich wurde NiTra von der Bundesanstalt für Wasserbau für die Tragwerksanalyse an sieben Bauwerken erfolgreich eingesetzt, wobei die Anwendbarkeit auch unter praktischen Bedingungen bestätigt werden konnte. Die neue Konzeption wird im folgenden Artikel vorgestellt und mit einem Beispiel erläutert.



Dr.-Ing. Helmut Fleischer

studierte Bauingenieurwesen an der TU Dresden und promovierte dort über ein Thema des Talsperrenbaus; seit 1993 ist er wissenschaftlicher Mitarbeiter der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe wo er für die Begutachtung der Standsicherheit massiver Wasserbauwerke zuständig ist.



Dipl.-Ing. Matthias Lutz

studierte Bauingenieurwesen an der Universität Karlsruhe; er ist seit 2005 bei der Bundesanstalt für Wasserbau für die Standsicherheit von Wasserbauwerken und für die konstruktive Beratung der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung beim Neubau und bei Verstärkungsmaßnahmen von Bestandsbauten zuständig.

1 Einführung: Vorbemerkung zum Verkehrswasserbau

Zur Gewährleistung der Schifffahrt auf den Binnenwasserstraßen Deutschlands ist eine Vielzahl von technischen Anlagen erforderlich, wie Schleusen und Schiffshebewerke, Kanalbrücken, Durchlässe, Wehre und so weiter. Eine Besonderheit dieser Bauwerke ist das relativ hohe Durchschnittsalter. So ist beispielsweise die Hälfte aller Schifffahrtsschleusen unter Bundesverwaltung älter als 80 und etwa ein Drittel sogar älter als 100 Jahre der für Bauwerke dieser Art vorgegebenen normativen Nutzungsdauer. Von allen Verkehrswasserbauten nehmen die Schiffschleusen wegen ihrer besonderen Beanspruchungscharakteristik eine zentrale Rolle ein. Im Bereich der über 7.000 Kilometer Bundeswasserstraßen befinden sich etwa 500 Schleusenammern. Der überwiegende Teil dieser Bauwerke wurde massiv ausgebildet; seit den zwanziger Jahren des letzten Jahrhunderts dominiert die Stahlbetonbauweise (**Abb. 1**).

Besonders in den 1960er und 1970er Jahren sind für Wasserbauten sehr schlanke Tragwerke entstanden. Neben Einwirkungen infolge Erd- und Grundwasserdrucks sind besonders betriebsbedingte Wasserstandsänderungen in der Schleusenammer maßgebend, die zu einer kontinuierlichen zyklischen Belastung führen. Die Beanspruchung ist dabei unterschiedlich stark ausgeprägt; hoch frequentierte Anlagen können am Ende der planmäßigen Nutzungsdauer Lastspielzahlen von über $5 \cdot 10^5$ aufweisen. Die für maßgebende Bemessungsnorm DIN 19702 forderte erst ab Ausgabe 1988 explizit einen Ermüdungsnachweis für den Betonstahl bei Lastspielzahlen größer 10^5 . Erfahrungen der letzten Jahre bei der Planung von Schleusenneubauten zeigen, dass diese Ermüdungsnachweise häufig bemessungsrelevant sind.

2 Anlass und Notwendigkeit für eine nichtlineare Systemtraglastanalyse

Im Frühjahr 2004 wurde ein Tragwerksschaden an der östlichen Kammerwand der Schleuse Bamberg festgestellt [1]. Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) wurde mit der Ursachenklärung und der Ableitung entsprechender Schlussfolgerungen beauftragt.

Die Schleuse Bamberg am Main-Donau-Kanal wurde 1964 fertiggestellt. Die Schleusenammer besitzt bei einer lichten Breite von zwölf Metern eine Fallhöhe von circa elf Metern. Das Bauwerk wurde nach der Stahlbetonnorm DIN 1045 (Ausgabe 1959) statisch bemessen und mit geripptem Betonstahl III RK („Torstahl“) bewehrt.

Der Schaden am Tragwerk wurde zunächst durch einen extrem starken Wasserandrang in der seitlich zur östlichen Kammerwand angeordneten und begehbaren Drainage auffällig (**Abb. 2**, unten links). Im

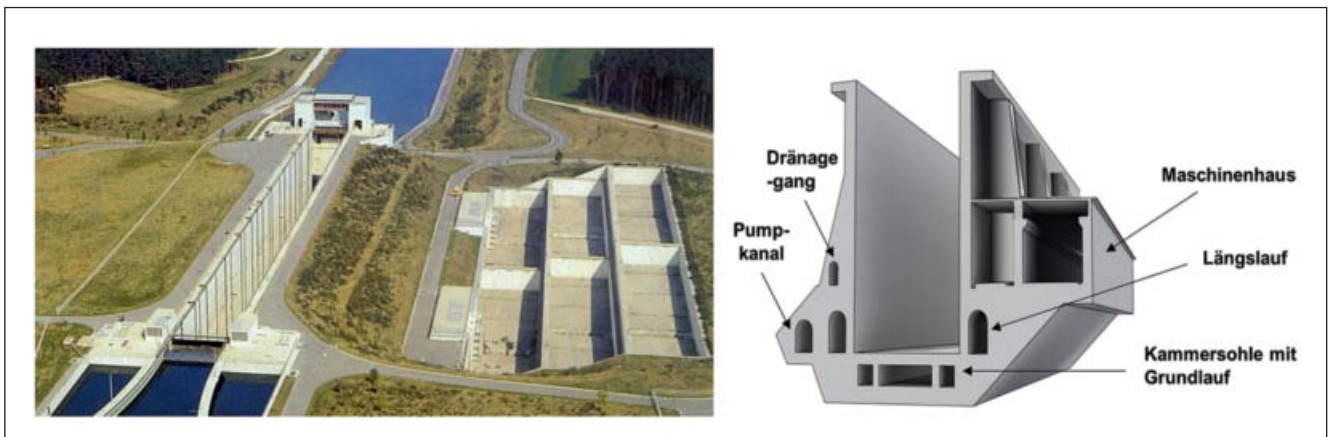


Abb. 1: Luftaufnahme und typischer Kammerquerschnitt einer Schleuse am Main-Donau-Kanal mit Maschinenhaus und seitlich angeordneten Sparbecken

Rahmen einer genauen Inspektion wurde in der Kammerwand in Höhe der Dränagegangsohle ein stark klaffender Längsriß festgestellt. Der zum Bauteilinneren hin nach unten verlaufende Riss setzte sich bis in den darunter liegenden Schleusenlängslauf fort. Aus diesem Längslauf, der dem Leeren und Füllen der Schleuse dient, strömte in Abhängigkeit vom Kammerwasserstand Wasser durch den Riss bis in den Dränagegang. Nach dem Freilegen der aufgehenden Biegezugbewehrung musste festgestellt werden, dass diese über mehrere Kammerblöcke hinweg vollständig gerissen war (Abb. 2, unten rechts).

Auffällig an den gerissenen Bewehrungsstäben war die durchweg verformungsarme Ausbildung der Bruchenden, die im Gegensatz zum allgemein bekannten Bruchbild mit Queschnittseinschnürung bei statischem Versagen steht. Dies ließ frühzeitig den Verdacht aufkommen, dass der Schaden maßgeblich auf Materialermüdung des Betonstahls zurückzuführen war, was sich durch die genaueren Untersuchungen dann auch bestätigte [1].

In Anbetracht des von Materialermüdung ausgehenden Risikos erfolgte nach der Auswertung des Schadensfalls an der Schleuse Bam-

berg eine Untersuchung der jeweiligen Ermüdungsgefährdung an den anderen fünfzehn Schleusen am Main-Donau-Kanal und nachfolgend aller Stahlbetonschleusen an dieser Bundeswasserstraße. Die Untersuchungen haben insgesamt gezeigt, dass nur an wenigen Schleusenkammern die konstruktiven Bedingungen für eine konkrete Standsicherheitsgefährdung infolge Materialermüdung der Biegezugbewehrung gegeben sind. Es musste aber auch festgestellt werden, dass eine Vielzahl der Bauwerke die grundlegenden statischen Anforderungen der geltenden Normen an die rechnerische Standsicherheit nicht erfüllt. Aufgrund der seit Bauwerkserrichtung wiederholt stattgefundenen Überarbeitung des Regelwerks sind bei formaler Anwendung der aktuellen Bemessungsnormen mit den üblichen statischen Modellen keine ausreichenden Sicherheiten nachweisbar. Die Ursachen hierfür liegen in den heute anspruchsvolleren Ansätzen für Lasten und Einwirkungskombinationen sowie in geänderten Sicherheitsformaten [2]. Sicherheitsreserven ergeben sich lediglich aus der ehemals groben und in der Regel auf der sicheren Seite liegenden statischen Modellierung. Deshalb ist es bei der heutigen Nachrechnung wichtig, dass die betroffenen Bauwerke mit möglichst realitätsnahen statischen Modellen abgebildet werden. Realitätsnah heißt, dass einerseits eine komplexe Erfassung von Bauwerk und Boden unter Einbeziehung der gegenseitigen Wechselwirkung (Bauwerk-Boden-Interaktion) erfolgt. Andererseits ist es erforderlich, bei einer zweidimensionalen Betrachtung im Querschnitt der jeweiligen Schleusenkammer sowohl die Geometrie unter Beachtung des Scheibencharakters („D-Bereiche“) als auch die Stoff-Nichtlinearitäten beziehungsweise das plastische Verhalten des Stahlbetons und des Baugrundes angemessen zu berücksichtigen. Erschwerend wirkt die Notwendigkeit zur Einbindung des Sicherheitsformats mit den verschiedenen Sicherheitselementen auf Einwirkungs- und Widerstandsseite, das in den neuen Normen nur in grundlegender, allgemeiner Form vorgegeben wird.

Um aufwendige Tragwerksverstärkungen oder gar Neubauten zu umgehen, war es deshalb zunächst notwendig, eine an die konkreten Bedingungen angepasste Nachweiskonzeption aufzustellen, mit der ein einheitliches, reproduzierbares Vorgehen bei der Nachweisführung an allen Schleusen und anderen vergleichbaren Wasserbauwerken gewährleistet ist. Diese „Konzeption zum statischen Nachweis der Systemtraglast an Stahlbetonschleusen auf der Basis nichtlinearer Stoffgesetze“ (NiTra) [3] soll im Folgenden näher erläutert und die praktische Anwendung an einem Beispiel gezeigt werden.



Abb. 2: Querschnitt der Schleuse Bamberg (oben) und überfluteter Dränagegang mit Detaildarstellung der gerissenen Bewehrung (unten)

3 Vorgehen bei der Nachweisführung und Sicherheitsformat

3.1 FEM-Berechnungen mit nichtlinearen Stoffgesetzen

Die FEM-Modellierung von Stahlbeton auf der Basis nichtlinearer Stoffgesetze stellt heutzutage kein grundsätzliches Problem mehr dar. Im universitären Bereich sind entsprechende Nachrechnungen zum Beispiel von Laborversuchen schon seit langem Standard. Auch in der Ingenieurpraxis wird entsprechende Software angeboten und auch genutzt. In beiden Fällen sind es jedoch meist einzelne Bauteile wie Platten, Balken oder Scheiben, an denen die Untersuchungen vorgenommen werden. Größere Tragwerke oder gar komplexe Strukturen mit Boden-Bauwerk-Interaktion werden nur selten inspiziert.

In der Geotechnik werden ebenfalls seit vielen Jahren FEM-Berechnungen mit nichtlinearen Stoffansätzen durchgeführt. Dabei wurde der Einfluss nichtlinearer Effekte im Boden bereits früh erkannt und dementsprechend eine Vielzahl, zum Teil komplizierter Stoffgesetze entwickelt, die Eingang auch in kommerzielle Software gefunden haben. Auf eine adäquate Modellierung der Wechselwirkung des Bodens mit dem Bauwerk hingegen wird verzichtet. Nur in ganz wenigen Fällen [10] wird die Boden-Bauwerks-Interaktion im engeren Sinne einbezogen und die Wirkung der Bauwerksverformung auf den Boden auch quantitativ berücksichtigt. Schwierigkeiten ergeben sich ferner bei der Umsetzung des Teilsicherheitsformats. Im Zusammenhang mit der Arbeit am Eurocode 7 wurden hierzu zwar Empfehlungen erarbeitet; diese konzentrieren sich jedoch ausschließlich auf die geotechnischen Belange und werden in der Fachliteratur entsprechend kommentiert ([4], [5], [9] und andere). Zufriedenstellende Festlegungen für ein ausgewogenes Sicherheitsformat für numerische Untersuchungen an komplexen Tragsystemen aus Baugrund und Stahlbeton stehen noch aus.

Bei der Aufstellung einer Konzeption zur Systemtraglastermittlung an erdhinterfüllten Stahlbetonschleusen ergaben sich somit zwei grundsätzliche Aufgaben: Einerseits war ein komplexes statisches Modell aufzustellen, das die Boden-Bauwerks-Interaktion in ausgewogener Form berücksichtigt und auch unter ingenieurpraktischen Bedingungen nutzbar ist. Andererseits musste in dieses Modell ein normenkonformes Sicherheitsformat implementiert werden, das vorgegebene Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite angemessen berücksichtigt. Auf diese beiden Fragestellungen soll im Folgenden näher eingegangen werden.

Da die betroffenen Schleusenammern bei einem weitgehend gleichbleibenden Querschnitt sehr lang gestreckt sind, ist eine zweidimensionale Modellierung ausreichend. Es wird ein repräsentativer Querschnittsbereich ausgewählt und zusammen mit dem anstehenden Baugrund als Scheibe modelliert. Die Abbildung des Kammerquerschnitts erfolgt mit kommerzieller Software anhand von Schalenelementen aus Beton beziehungsweise Stahlbeton, letztere mit „verschmierter“ und starr gekoppelter Bewehrung. Dadurch wird bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit im Element eine kontinuierliche Dehnungsverteilung mit gleichfalls „verschmierter“ Rissbildung hervorgerufen. Diese Vorgehensweise hat sich in der Praxis für komplexe Tragsysteme mit sehr großen Elementzahlen bewährt; allerdings werden dadurch die Ergebnisse von der Elementgröße beeinflusst. Bei der Ergebnisauswertung ist deshalb in Abhängigkeit von der Elementgröße am konkreten Nachweisort zu entscheiden, ob ergänzende Berechnungen mit angepasster Elementgröße notwendig werden. Hierzu

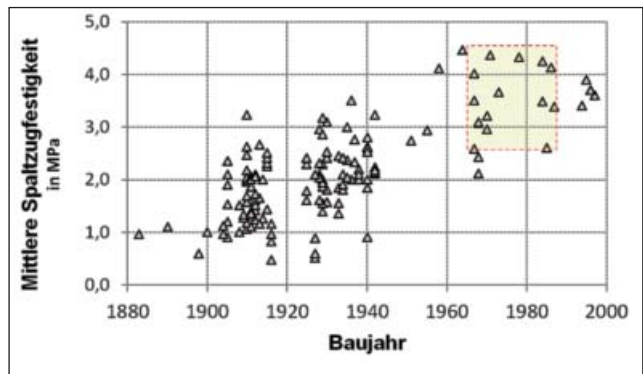


Abb. 3: Vergleich der Spaltzugfestigkeit an den untersuchten Schleusen (Bereich gelbes Kästchen) mit Festigkeitswerten anderer Wasserbauwerke (Dreiecke) mit Bezug zum Bauwerksalter

wurden bei der Aufstellung der Nachweiskonzeption entsprechende Vorgaben erarbeitet [6].

Für den Beton kommt im Druckbereich eine Spannungs-Dehnungs-Linie gemäß Bild 3.2 in Eurocode 2 zum Ansatz. Bei Scheibenberechnungen beeinflusst die Größe der Betonzugfestigkeit das Berechnungsergebnis wesentlich mehr als die Druckfestigkeit; dementsprechend kommt der Zugfestigkeit eine besondere Bedeutung zu. Die Betonfestigkeiten werden grundsätzlich bauwerksbezogen durch Laboruntersuchungen an entnommenen Bohrkernen mit entsprechender statistischer Auswertung ermittelt. Die Werte für die mittleren Spaltzugfestigkeiten liegen an den sieben bisher untersuchten Schleusen zwischen 2,5 und 4,5 N/mm² (Standardabweichung 0,5 bis 0,8 N/mm²) und harmonisieren mit den zugehörigen Druckfestigkeiten zwischen 36 und 57 N/mm². Im Vergleich mit Betonfestigkeiten an anderen Wasserbauwerken sind unter Berücksichtigung des jeweiligen Bauwerksalters keine Auffälligkeiten feststellbar (Abb. 3).

Das Bruchverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung ist durch ein ausgeprägtes Nachrissverhalten („tension softening“) gekennzeichnet, das in Form einer entsprechenden Spannungs-Dehnungs- beziehungsweise Spannungs-Rissöffnungsbeziehung berücksichtigt werden muss. Bei der FEM-Modellierung wird vereinfachend ein bilinearer Verlauf der Betonarbeitslinie verwendet, wobei ein sehr vorsichtiger Ansatz für die Größe der Bruchenergie G_f gewählt wird (Abb. 4).

Für den Betonstahl wird eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie gemäß Norm angesetzt. Für die Verfestigung des Stahls nach Erreichen

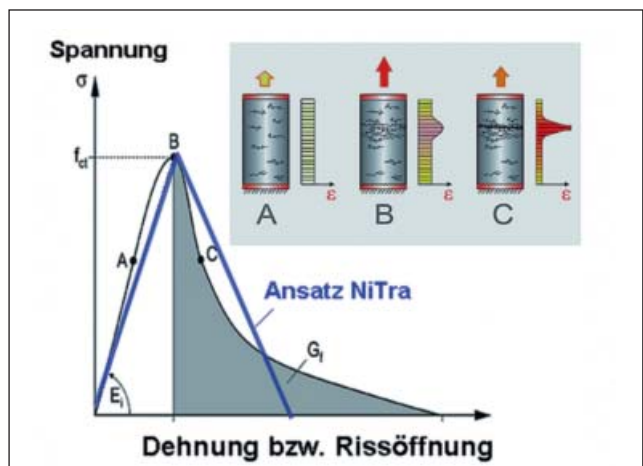


Abb. 4: Bruchverhalten des Betons im Zugbereich

der Fließgrenze wird einheitlich $f_t/f_y = 1,05$ berücksichtigt. Wird örtlich während der Berechnung die Grenzdehnung von 2,5 Prozent überschritten, so bleibt die Stahlspannung konstant. Mit der so vorgegebenen Stahlbetonmodellierung wurden Belastungsversuche an Scheiben aus der Literatur nachgestellt, wobei sich sowohl bei der Qualität der Rissbilder als auch bei den belastungsabhängigen Verformungen ausreichend genaue Übereinstimmung zeigte.

Der Baugrund wird auf der Basis des elastoplastischen Materialgesetzes nach *Mohr-Coulomb* mit prismatischer Fließfläche, erweitert durch eine sphärische Druckkappe und ebene Zugbegrenzungsflächen, ausreichend genau erfasst. Die Materialmodellierung erfolgt mit nichtassoziierter Fließregel, das heißt, die plastische Potentialfunktion ist somit unabhängig von der Fließfunktion. Bis zur Plastifizierung verhält sich der Boden linear-elastisch. Die bodentypische Steifigkeitsänderung mit zunehmender Dehnung wird damit nicht berücksichtigt, was durch eine Aufteilung des Baugrundes in entsprechend steif gewählten Schichten zu kompensieren ist. Vergleichsrechnungen im Vorfeld mit anderen, hierauf eingehenden Materialmodellen zeigen, dass die entstehenden Fehler im Hinblick auf die anderen Unwägbarkeiten des Baugrundes (Ermittlung und Streuung der Stoffparameter) vernachlässigbar sind.

Neben den genannten Materialuntersuchungen zur Ermittlung der Beton- und Baugrundparameter ist es im Zusammenhang mit der Aufstellung der FEM-Modelle unverzichtbar, entsprechende Modellkalibrierungen vorzunehmen und die Zuverlässigkeit der Ergebnisse durch Plausibilitätsbetrachtungen zu überprüfen. Die Kalibrierung des FEM-Modells erfolgt auf der Basis gemessener Verformungen. Dazu wird an jeder zu untersuchenden Schleusenammer eine Messung der horizontalen Kammerwandverschiebungen quer zur Schleusenachse während des Schleusenbetriebs vorgenommen. Die einwirkende Laständerung ergibt sich aus den Betriebswasserständen Oberwasser (OW) und Unterwasser (UW) und ist somit bekannt. Die sehr präzise Messung erfolgt mit Hilfe eines federgespannten Invardrahtsystems in Kombination mit induktiven Wegaufnehmern und wird ergänzt durch Neigungsmessungen im Kopfbereich der Kammerwände. Die so ermittelten Verformungswerte erlauben einen effektiven Abgleich des FEM-Modells. Dabei werden vorrangig die Steifigkeitswerte des Baugrundes angepasst, da hier die größten Ungenauigkeiten gegeben sind.

In einem zweiten Schritt werden die am FEM-Modell ermittelten Ergebnisse auf Plausibilität geprüft. Dabei erfolgt eine Gegenüberstellung der im Modell ermittelten Rissbilder mit den Rissen, die bei der Bauwerksinspektion am Bauwerk tatsächlich dokumentiert worden sind. Hier sollte grundsätzlich eine adäquate Zuordnung möglich sein, das heißt, Risse im Modell müssen lagemäßig vor Ort ebenfalls erkennbar sein. Weiterhin dürfen die sich am FEM-Modell ergebenden Erddruckverteilungen die Grenzwerte (aktiver/passiver Erddruck) aus einer analytischen Ermittlung mit Erddruckbeiwerten nach DIN 4085 grundsätzlich nicht überschreiten.

Das so überprüfte FEM-Modell auf der Grundlage von Mittelwerten enthält keinerlei Sicherheitselemente und repräsentiert den Ist-Zustand (Gebrauchszustand). Es ist Ausgangsbasis für die dann folgenden Sicherheitsbetrachtungen (Basis-Modell).

3.2 Sicherheitsansatz

Bei der üblichen Stahlbetonberechnung findet eine Trennung zwischen Schnittkraftermittlung und Querschnittsbemessung mit jeweils unterschiedlichen Stoffkennwerten statt. Im Gegensatz hierzu erfolgt bei ei-

ner nichtlinearen Systemtraglastermittlung eine durchgängige Berechnung des Tragwerks in einem Schritt unter Berücksichtigung weitgehend wirklichkeitsnaher Baustoffeigenschaften. Die realitätsnahe Modellierung der Tragwerkssteifigkeiten unter Berücksichtigung lokaler Plastifizierungen ermöglicht Lastumlagerungen im System. Dadurch entsteht eine Vergleichmäßigung des Auslastungsniveaus am Tragwerk, woraus wiederum rechnerische Standsicherheitsreserven abgeleitet werden können.

Der Begriff Systemtraglastermittlung kommt im Eurocode 2 nicht vor, auch nicht im Nationalen Anhang. Lediglich in den Erläuterungen zur Norm beziehungsweise im Heft 600 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) ist eine kurze Erläuterung hierzu enthalten. Grundlage des Verfahrens ist Eurocode-Abschnitt 5.7 (Abschnitt 8.5.1 der ehemaligen DIN 1045-1). Die Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite für Stahl γ_s und Beton γ_c werden danach in modifizierter Form zu einem einheitlichen Wert γ_R zusammengefasst. Dieser wiederum kann aus der Widerstandsseite R herausgelöst und vor der maßgebenden Einwirkungskombination F angeordnet werden. Dadurch ist eine statische Modellierung auf Basis von Stoffmittelwerten („rechnerische“ Mittelwerte) möglich, was für eine nichtlineare Analyse mit Effekten aus der Boden-Bauwerks-Interaktion von wesentlicher Bedeutung ist. Es entspricht dem Wesen des Verfahrens, dass mit dem Wert γ_R auf der Einwirkungsseite nicht nur die ungünstig wirkenden, sondern auch die günstigen Einwirkungen in gleicher Weise vergrößert werden. Die Ableitung dieses als „Rechenwert-Konzept“ oder „ γ_R -Konzept“ bezeichneten Verfahrens ist in **Abb. 5** prinzipiell dargestellt.

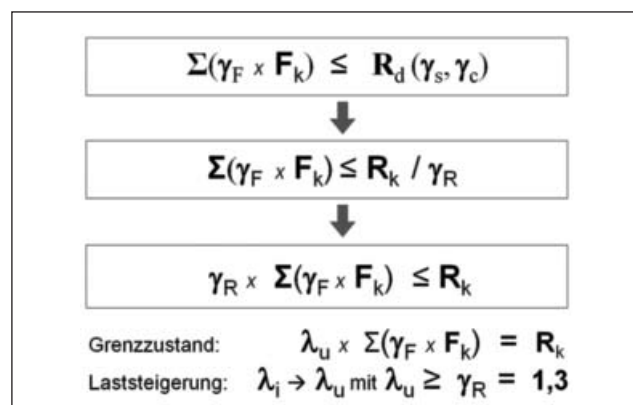


Abb. 5: Nachweisformat für die Systemtraglastermittlung auf Basis des Abschnitts 5.7 im Eurocode 2 (ehemals DIN 1045-1, Abschnitt 8.5.1)

Bei der praktischen Umsetzung am FEM-Modell wird γ_R durch einen üblicherweise als „Lastfaktor“ bezeichneten Koeffizienten λ ersetzt, der von einem Ausgangswert schrittweise bis zu einem Wert λ_u gesteigert wird, bei dem das Tragwerk versagt. Ist λ_u größer als $\lambda_R = 1,3$, ist eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen. Das Versagen wird dabei gemäß Norm mit dem Erreichen folgender Grenzkriterien (Versagenkriterien) definiert:

- Überschreitung der kritischen Stahldehnungen $\epsilon_{s, krit} = 25 \%$,
- Überschreitung der kritischen Betondruckdehnung $\epsilon_{s, krit} = -3,5 \%$,
- indifferentes Gleichgewicht beziehungsweise fehlende Konvergenz im FE-System.

Ausgangspunkt der Tragwerksanalyse ist das an gemessenen Verformungen kalibrierte und von Teilsicherheitsbeiwerten noch freie „FEM-Basismodell“. Der hier vorhandene Tragwerkszustand wird mit

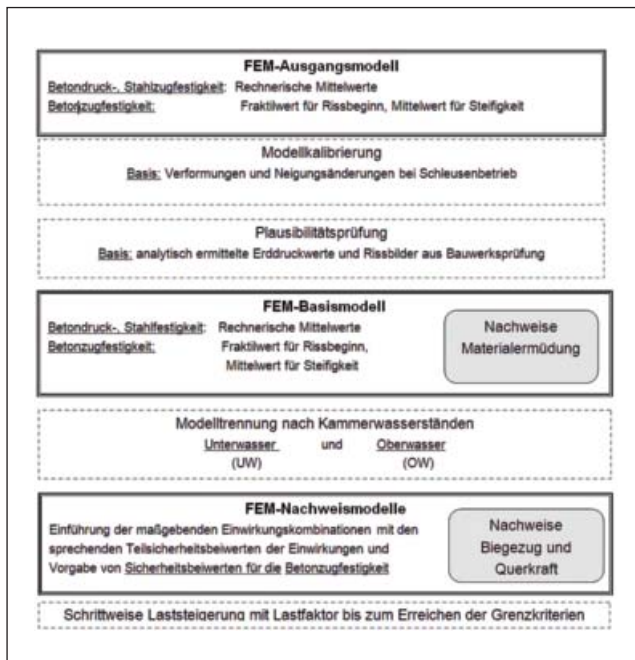


Abb. 6: Lösungsalgorithmus in der Nachweiskonzeption NiTra

der vorhandenen Rissbildung und zugehörigen Steifigkeit für die nachfolgenden Systemtraglastuntersuchungen „konserviert“. Je nach Wirkung – günstig oder ungünstig – entstehen für Unterwasserstand (UW) und Oberwasserstand (OW) in der Schleusenkammer mehrere unterschiedliche Einwirkungskombinationen. Diese Einwirkungskombinationen werden jeweils komplett auf das Tragwerk aufgebracht („FEM-Nachweismodell“) und danach als Ganzes schrittweise bis zum Versagen des Systems, also bis zum Erreichen der Systemtraglast, gesteigert. Die Wahl des Anfangswertes für λ erfolgt unter programmtechnischen Überlegungen; bei $\lambda = 0,75$ wird eine Beanspruchungssituation erzeugt, die etwa dem Gebrauchslastzustand entspricht.

Der Ablauf der Tragwerksanalyse mit der Nachweiskonzeption NiTra ist als Algorithmus in **Abb. 6** dargestellt. Während die Untersuchung hinsichtlich Stahlbetonermüdung bereits im festigkeitsmodifizierten FEM-Basismodell anhand der dort auftretenden Spannungsschwingbreiten im Vergleich mit zulässigen Werten der Norm erfolgen kann, wird die Systemtraglast unter statischer Biegezug- und Querkraftbeanspruchung am FEM-Nachweismodell abgeleitet. Die Begriffe Basismodell und Nachweismodell stehen für mehrere FEM-Einzelsysteme mit unterschiedlichen Einwirkungskombinationen, variierten Steifigkeiten beziehungsweise Betonzugfestigkeiten und jeweils angepassten Randbedingungen.

Eine besondere Rolle bei der Systemtraglastermittlung mit FEM-Scheibenmodellen kommt dem Ansatz der Betonzugfestigkeit zu. Aufgrund der überwiegend fehlenden Schubbewehrung müssen die querkräftinduzierten schiefen Hauptzugspannungen vorrangig vom Beton aufgenommen werden. Dabei ist zu beachten, dass bei den zu untersuchenden Bauwerken ein Großteil des jeweiligen Tragwerks hinsichtlich der statischen Modellbildung als nicht „ungestört“ (das heißt, als „Diskontinuitätsbereich“) angesehen werden muss. Die üblichen Bemessungsgleichungen im Eurocode 2 können dementsprechend nicht zur Anwendung kommen. In der Aufstellung der Nachweiskonzeption NiTra wurde deshalb ein Ansatz im Sinne von Eurocode-Abschnitt 12.6.3, Gl. 12.5 für unbewehrte Bauteile gewählt, gemäß dem eine Untersuchung direkt über den Vergleich der auftretenden schiefen Hauptzug-

spannungen mit sicherheitsbehafteten Betonzugfestigkeiten erfolgt. Die Zugfestigkeiten sind dort prinzipiell mit $f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ vorgegeben.

In der Nachweiskonzeption wird der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit an die Situation am konkret zu untersuchenden Bauwerk angepasst [7]. Dabei werden in Auswertung der Betonuntersuchungen die statistischen Festigkeitsverteilungen berücksichtigt. Anstelle des Quantilwertes $f_{ctk;0,05}$ wird eine charakteristische Zugfestigkeit auf der Basis eines objektspezifischen Reduktionsfaktors $\beta_{(2)}$ abgeleitet. Dieser Faktor repräsentiert unter Berücksichtigung einer zusätzlichen Modellunsicherheit grundsätzlich das Verhältnis aus der anzusetzenden Betonzugfestigkeit zum jeweiligen Mittelwert f_{ctm} . Dabei wird das Nachrissverhalten des Betons entsprechend **Abb. 4** in Rechnung gestellt. Für den Beton an den einzelnen Bauwerken am Main-Donau-Kanal ergeben sich $\beta_{(2)}$ -Werte zwischen 0,7 und 0,9.

Auch der Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite des Betons γ_{ct} bei Zugbeanspruchung ist an die statistische Verteilung in situ anzupassen und führt an den beprobten Schleusen zu Werten zwischen 1,2 und 1,6.

Bei den Nachweisen gegen Betonzugermüdung (schräge Hauptzugspannungen außerhalb des Bewehrungsbereichs) ist die Abminderung der Zugfestigkeit infolge zyklischer Beanspruchung zu berücksichtigen. Das erfolgt vereinfacht durch die Herabsetzung der Festigkeit im FEM-Basismodell mit dem Faktor S_t . Für diesen können aus der Fachliteratur beziehungsweise aus verschiedenen Normen in Abhängigkeit von der Belastungsform und von der hier relevanten Lastspielzahl zwischen 100.000 und 500.000 Werte von 0,5 bis 0,9 entnommen werden. In der Nachweiskonzeption kommt ein Wert von $S_t = 0,7$ zum Ansatz.

Letztendlich ist zu beachten, dass aufgrund des Sicherheitsformats (**Abb. 5**) ein integraler Material Sicherheitsbeiwert $\gamma_R = 1,3$ bereits lasterhöhend auf der Einwirkungsseite Berücksichtigung findet und dementsprechend eine adäquate Verringerung der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite vorzunehmen ist.

Der konkrete Ansatz für die Betonzugfestigkeit in der Nachweiskonzeption geht aus **Abb. 7** hervor.

Zu bedenken ist, dass die sicherheitsbehafteten, niedrigen Betonzugfestigkeiten im Allgemeinen nicht auftreten werden. Lastumlagerungen im Tragwerk infolge zulässiger Rissbildung und damit mögliche partielle Entlastungen einzelner Bauteile sind damit nicht garantiert. Der Ansatz niedriger Werte der Betonzugfestigkeit liegt deshalb nicht immer für alle Tragwerksteile auf der sicheren Seite. Dementsprechend müssen auch ergänzende Modellvarianten mit oberen Grenzwerten für die Betonzugfestigkeit durchgerechnet werden, bei denen die Sicherheitselemente gemäß **Abb. 7** zu 1,0 gesetzt werden.

$f_{ctd} = \alpha \times S_t \times \beta_{(2)} \times \gamma_R / \gamma_{ct} \times f_{ctm}$				
α Abminderungsbeiwert (= 0,85)	S_t Minderung infolge Zugermüdung Beton	$\beta_{(2)}$ objektspezifischer Reduktionsfaktor zur Ableitung einer charakteristischen Zugfestigkeit aus dem Mittelwert nach [7]	γ_R Mittlerer Materialteil-sicherheitsbeiwert	γ_{ct} objektspezifischer Teilsicherheitsbeiwert für Beton unter Zugbeanspruchung
EC 2	MC 90	nach [7]	EC 2 / NA	nach [7]

Abb. 7: Ansatz der Betonzugfestigkeit mit entsprechenden Sicherheitselementen

Abschließend ist bei der Systemtraglastermittlung am Gesamtmodell darauf zu achten, dass die Duktilitätsforderungen der Bemessungsnormen erfüllt und ein Tragwerksversagen ohne Vorankündigung verhindert werden muss, was zusätzliche Schritte erfordert. Die übliche Möglichkeit zur Gewährleistung ausreichender Duktilität ist die pauschale Anordnung einer Mindestbewehrung gemäß Abschnitt 9.2.1.1 im Eurocode 2 mit Abdeckung des Rissmomentes in allen Bemessungsschnitten des Tragwerks. Dabei ist es zunächst unerheblich, ob das betreffende Bauteil sicherheitsrelevant ist oder beim Ausfall Auswirkungen auf die Gesamtstandsicherheit nur begrenzt entstehen. Die so berechneten Werte für eine Mindestbewehrung werden bei den zu untersuchenden Schleusenammerquerschnitten teilweise merklich unterschritten.

Eine andere Möglichkeit zur Beurteilung der Tragwerksduktilität ist die Berechnung des Gesamtsystems unter anwachsender Beanspruchung zur Beurteilung der Auswirkung lokaler Bauteilausfälle. Dabei sind plötzliche Rissbildungen und lokale Überlastungen zu berücksichtigen. Möglichkeiten der Lastumlagerung tragwerksintern (Rissbildung und Stahlfließen) oder extern im angrenzenden Baugrund (Veränderung der Bettung, Erddruckumlagerungen) werden hierbei erfasst. Dieses hier praktizierte Vorgehen erlaubt eine Bewertung des Versagens hinsichtlich der Forderung nach ausreichender Vorankündigung. Nicht berücksichtigt wird hierbei jedoch der Effekt, dass in einzelnen Querschnittsbereichen im FEM-Modell selbst unter maximalen Belastungen Betonzugspannungen auftreten, die kleiner als die vorgegebenen sicherheitsbehaftete Betonzugfestigkeiten nach **Abb. 7** sind und damit noch nicht zur Rissbildung führen. Da jedoch auch hier unter praktischen Gesichtspunkten infolge Imperfektionen beziehungsweise anderweitiger nicht erfasster Einflüsse eine Rissbildung nicht ausgeschlossen werden kann, wird im Rahmen einer statischen Nachbehandlung eine konventionelle Bemessung auf Querschnittsebene mit den aus den FEM-Nachweismodellen bei $\lambda = 1,0$ entnommenen Schnittkräften erforderlich. Das ist jedoch nur möglich, wenn die betreffenden Stellen keine Diskontinuitätsbereiche darstellen. Ist das nicht der Fall, muss in einer zusätzlichen FEM-Berechnung durch eine lokal stark herabgesetzte Betonzugfestigkeit im betreffenden Bauteil eine Rissbildung provoziert und die Einhaltung der Nachweiskriterien kontrolliert werden.

Vor der praktischen Anwendung der Nachweiskonzeption NiTra an den Bauwerken am Main-Donau-Kanal erfolgten im Vorfeld Testrechnungen [6], [7], [8]. Dabei ging es – neben der Überprüfung der rein mechanischen Zuverlässigkeit der FEM-Modellierung durch Versuchsnachrechnungen und den Vergleich mit anderen FEM-Programmen – vor allem auch um die Kontrolle der Auswirkungen des nichtlinearen Nachweisformats im Vergleich zur herkömmlichen Stahlbetonbemessung. Insgesamt konnte durch diese Versuchsnach- beziehungsweise Vergleichsrechnungen bestätigt werden, dass mit dem beschriebenen Verfahren realistische und ausreichend sichere Ergebnisse erzielbar sind.

4 Praktische Anwendung des Verfahrens

4.1 Angaben zum Bauwerk und Modellbildung

Die in den Jahren 1972 bis '76 errichtete Schleuse Eibach besitzt bei einer nutzbaren Kammerlänge von 190 Metern eine lichte Kammerbreite von zwölf und eine Fallhöhe von 19,5 Metern, und sie ermöglicht damit die Passage von Schiffen beziehungsweise Schubverbänden bis 3700 Tonnen Nutzlast. In Längsrichtung besteht das Bauwerk neben

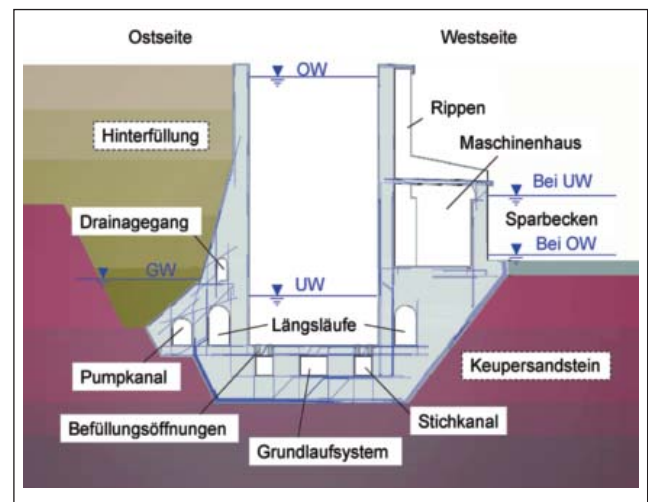


Abb. 8: Querschnitt Schleusenammer Eibach mit Bewehrung und Baugrund

dem Ober- und Unterhaupt aus dreizehn durch Bewegungsfugen getrennte Kammerblöcke mit einer Länge von je circa zwölf Metern. Der Baugrund besteht aus Keupersandstein, der in gebrochener Form auch als Hinterfüllungsmaterial verwendet wurde. Das statische System der Schleusenammer wurde als biegesteifer und unsymmetrisch belasteter Trog ausgebildet (**Abb. 8**). Auf der hinterfüllten Ostseite des Bauwerks befindet sich eine in die Kammerwand eingefügte und begehbare Drainage, die das Grundwasser entsprechend absenkt. Im Bereich der Westwand ist das durch Rippen verstärkte Maschinenhausdach mit der gleichzeitig als Sparbeckenbegrenzung dienenden Seitenwand Bestandteil des Tragwerks. Als Baustoffe kamen Beton B 250 und Baustahl BSt 42/50RK zum Einsatz. Mit knapp 53 Kilogramm Stahl pro Kubikmeter Beton weist das Bauwerk nach heutigen Maßstäben einen sehr geringen Bewehrungsgehalt auf.

Aus den statischen Voruntersuchungen mit einfachen, linear-elastischen Modellen ergaben sich große rechnerische Sicherheitsdefizite am gesamten Kammerquerschnitt, die weder einen sicheren Schleusenbetrieb noch eine Sanierung unter laufendem Betrieb erlaubt hätten (**Abb. 9**). Die ermittelten Auslastungsgrade und Defizite standen im Widerspruch zum augenscheinlich guten Erhaltungszustand und zum unauffälligen Verformungsverhalten des Bauwerks. Es musste deshalb davon ausgegangen werden, dass die zugrunde gelegten Rechenmodelle das komplexe Tragverhalten der Konstruktion nur unzureichend beschreiben. Dementsprechend war es erforderlich, mit einer realitätsnahen Systemtraglastanalyse auf der Basis der Nachweiskonzeption NiTra genauere Untersuchungen durchzuführen.

Für die Berechnung wird das FEM-Programmsystem SOFiSTiK genutzt, mit dem eine gleichzeitige Erfassung des nichtlinearen Materialverhaltens von Beton und Baugrund auch an komplexeren Tragsystemen möglich ist. Verwendet werden nichtkonforme Viereckelemente, deren Seitenlängen im Bereich des Stahlbetonbauwerks zwischen zehn und 25 Zentimeter liegen und sich mit wachsendem Abstand zum Stahlbetonbauwerk im Baugrundbereich vergrößern. Das Modell bildet die Schleusenammer mit umgebendem Baugrund, Maschinenhaus sowie einen Teil des ersten Sparbeckens ab (**Abb. 10**). Die Einbindung eines größeren Baugrundbereichs ist für eine Analyse des Tragwerks in Anbetracht der erforderlichen Modellkalibrierung mit Anpassung der Bodensteifigkeiten nicht erforderlich. Zwischen Baugrund und Stahlbetonbauwerk erlaubt die Übergangselementierung in Form nichtlinearer Federn eine wirklichkeitsnahe Boden-Bauwerks-Interaktion.

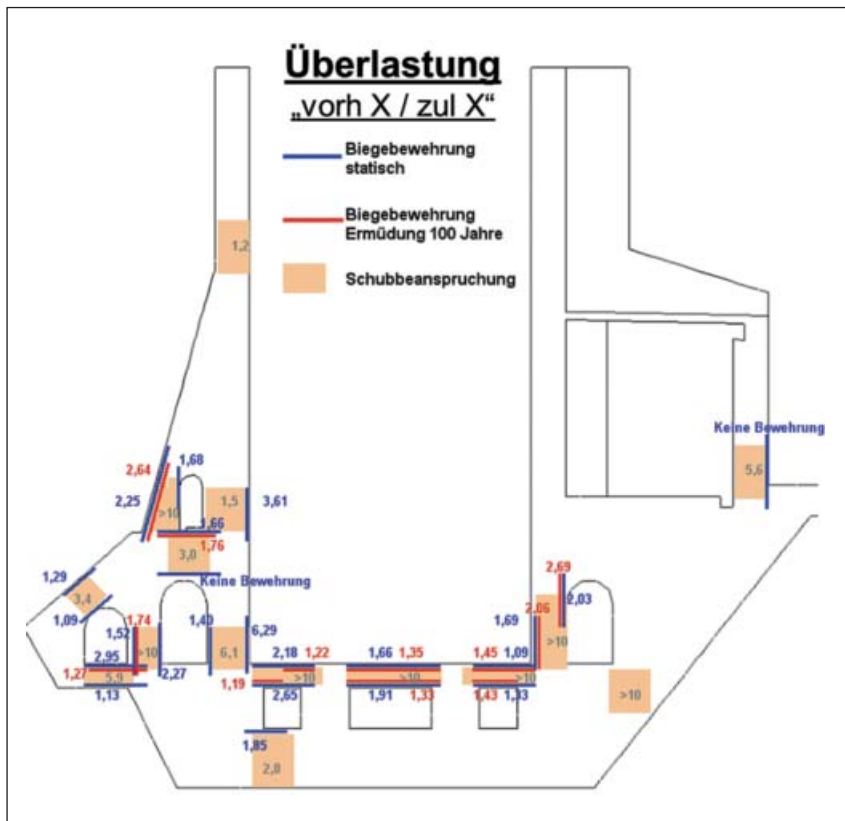


Abb. 9: Überlastung am elastischen Modell: Auslastungsgrade über 1,0 bei Biege- und Schubbelastung sowie Ermüdungsbeanspruchung infolge zyklischer Einwirkungen

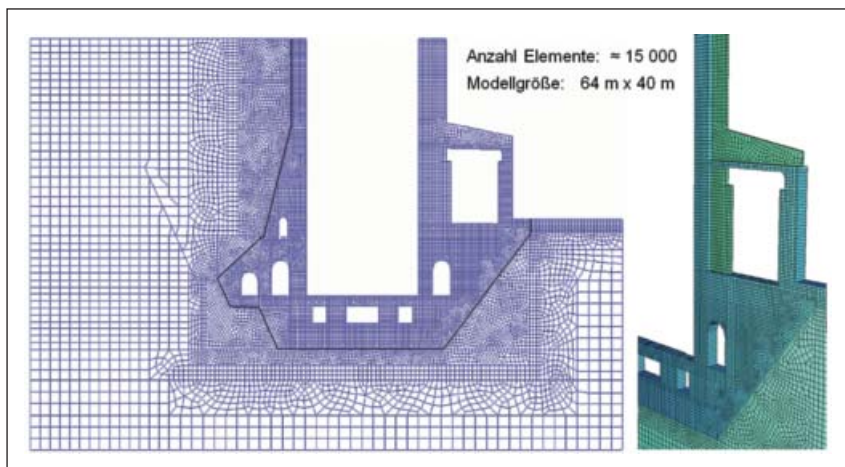


Abb. 10: 2D-FEM-Modell der Schleusenammer

Dem FEM-Ausgangsmodell werden für die nachfolgende Bearbeitung rechnerische Mittelwerte der Betondruck- und Stahlzugfestigkeit zugeordnet. Die Rissbildung im Beton beginnt bei der Überschreitung der charakteristischen Zugfestigkeit $\beta_{(2)} \times f_{ctm}$, während die Zugsteifigkeit vom Mittelwert f_{ctm} bestimmt wird („tension stiffening“). Die Betonuntersuchungen an der Schleuse ergaben bei einer Druckfestigkeit eines C35/45 eine mittlere Zugfestigkeit von 3,9 N/mm². Gemeinsam mit den vorgegebenen Beziehungen im Eurocode 2 sowie den getroffenen Annahmen der Sicherheitskonzeption lassen sich daraus die idealisierten Spannungs-Dehnungslinien als Grundlage für die FEM-Modellierung ableiten.

Da bei nichtlinearen Berechnungen vor allem im Gebrauchszustand lastpfadabhängige Mehrfachlösungen möglich sind, wird eine an die reale Entstehungsgeschichte des Bauwerks angenäherte Lastreihenfolge berücksichtigt. Sie beinhaltet die Herstellung der Stahlbetonkonstruktion in der Baugrube, die nachfolgende, schichtenweise Hinterfüllung, den Anstieg des Grundwassers und nachfolgend die äußeren

Lasten einschließlich Wasserdruck bis hin zu den für die Rissbildung wichtigen, jahreszeitlichen Temperaturwirkungen. Die von diesen hervorgerufenen Dehnungen werden zuvor auf der Grundlage einer instationären Temperaturfeldberechnung im Querschnitt des Modells ermittelt.

Nachdem der Herstellungsprozess bis zur Befüllung der Kammer rechnerisch durchlaufen wurde, muss das statische Modell am Verhalten des realen Bauwerks kalibriert werden. Hierzu dienen genaue Wandkopfverformungs- und Verdrehungsdifferenzen, die beim schleusenbedingten Wechsel des Kammerwasserstands von Unter- auf Oberwasser mit verschiedenen Verfahren vor Ort gemessen wurden (Abb. 11). Die östliche, hinterfüllte Wand bewegt sich dabei um circa vier Millimeter, die westliche um zwölf Millimeter.

Im Rahmen der Modellplausibilisierung werden unter anderem die statisch relevanten Risse im Beton, die durch selektive Bauwerksinspektionen dokumentiert wurden, den berechneten Rissbildern gegen-

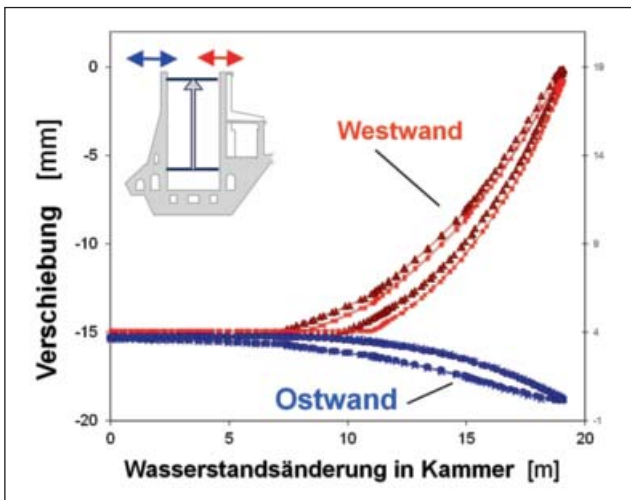


Abb. 11: Messwerte der Wandkopfverformungen bei Wasserstandswechsel OW/UW als Basis für die Kalibrierung der FEM-Modelle

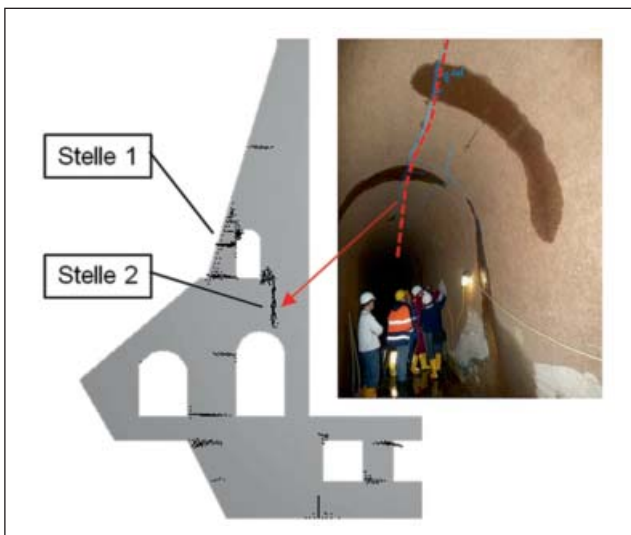


Abb. 12: Vergleich der Rissbereiche gemäß FEM-Modell (links) und in situ am Bauwerk im Bereich des östlichen Längslaufes

übergestellt. Auffällig vor Ort sind Risse im Bereich des Drainagegangs und des Längslaufes an der Ostwand, die sich auch rechnerisch nach mehreren Schleusungszyklen in Kombination mit jahreszeitlichen Temperaturwirkungen einstellen (Abb. 12). Auch an anderen markanten Stellen wird eine gute Übereinstimmung bestätigt. Das so angepasste und überprüfte FEM-Modell stellt die Basis für alle weiteren Untersuchungen dar.

4.2 Berechnung und Ergebnisse

Der Nachweis der Betonstahlermüdung erfolgt anhand der auftretenden Spannungsschwingbreiten bei Kammerwasserstandswechsel. In weitgehend gerissenen Querschnittsbereichen kann dieser Wert direkt am Modell abgelesen und mit den zulässigen Werten der *Wöhler-Linie* nach DIN 1045-1 (Ausgabe 2001) verglichen werden. Dabei ist festzustellen, dass im gesamten Tragwerksbereich hohe Auslastungsgrade vorliegen, eine Überbeanspruchung jedoch nur am erdseitigen Stiel des Drainagegangbereichs auftritt (Abb. 12, Stelle 1). Für ein geschätztes Verkehrsaufkommen mit knapp 500.000 Schleusungsvorgängen bis zum Jahr 2078 (angestrebte Nutzungsdauer) beträgt die zulässige Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{Rsd} = 198 \text{ N/mm}^2$ für Stabstahl und 140 N/mm^2 bei Schweißstößen. Der letzte Wert wird im Drainagegang mit 160 N/mm^2 merklich überschritten.

Für den Nachweis der Betonzugermüdung infolge schiefer Hauptzugspannungen werden die Zugfestigkeit des Betons auf den sicherheitsbehafteten Wert gemäß Abb. 7 abgemindert und im vorgeschädigten Basismodell mehrere Lastwechsel bei Ober- und Unterwasserstand simuliert. Hierbei findet eine deutliche Ausbreitung der Rissbereiche statt, was die hohe Querkraftauslastung der schlanken Konstruktion und das Fehlen einer Schubbewehrung verdeutlicht. Insbesondere kann sich durch die ungünstige Bewehrungsanordnung unterhalb des Drainagegangs ein Vertikalriss mit zunehmender Lastwechselzahl ungehindert ausweiten (Abb. 12, Stelle 2). Dies führt mit steigenden Lastwechseln zu Konvergenzproblemen bei der Berechnung. Auch außerhalb des Drainagegangbereichs findet Rissbildung statt. Im westlichen Sohl- und Wandbereich führt diese bei Oberwasserständen in der Kammer zu einer Umlagerung der Kräfte in den anstehenden Baugrund.

Die Nachweise bei statischer Biege- und Querkraftbeanspruchung werden am FE-Nachweismodell durchgeführt, das auf Grundlage des Basismodells mit der konservierten Rissbildung aus dem Gebrauchszustand durch die Einbindung der Sicherheitselemente für die Betonzugfestigkeit gebildet wird. Für die Beanspruchung der Ostwand sind die Unterwasser-Einwirkungskombinationen (UW) maßgebend. Diese führen zu einer markanten Schädigung im Bereich des Drainagegangs. Der am Modell berechnete Schädigungsverlauf ist auszugsweise im Abb. 13 dargestellt. Bei einer mit $\Delta\lambda = 0,1$ durchgeführten Laststeigerung reißt zunächst der unterbemessene, erdseitige Stiel des rahmenartigen Drainagegangbereichs an mehreren Stellen auf. Es erfolgt eine Umlagerung der Beanspruchungen zum wasserseitigen Stiel. Dadurch entsteht auch hier ein Riss, der sich aber wegen der fehlenden Horizontalbewehrung nach unten ausweitet und bis in den Druckstiel des Längslaufes fortschreitet. Gleichzeitig nehmen die rechnerischen Verformungen des Tragwerks stark zu. Versagenskriterium ist die ab $\lambda = 1,0$ fehlende Konvergenz am FE-System. Im restlichen Querschnittsbereich der Schleusenammer tritt jedoch keine Überschreitung der Versagenskriterien ein. Dies gilt auch für die im Rahmen des Sicherheitskonzepts NiTra durchgeführten Berechnungen mit variierten Ansätzen für die Betonzugfestigkeit einschließlich der optionalen Berücksichtigung der Arbeitsfugen.

Für Einwirkungskombinationen bei gefüllter Schleusenammer (OW) mit günstig wirkendem Erddruck treten hauptsächlich im westlichen Sohl- und unteren Wandbereich weitere Zonen mit deutlicher Rissbildung auf. Allerdings werden die Grenzwerte auch bei $\lambda = 1,3$ nicht überschritten, sodass hier noch ausreichende Sicherheiten gegeben sind.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die realitätsnahe Traglastermittlung unter Berücksichtigung von Spannungsumlagerungen im Gründungs- und Anschüttungsbereich zu deutlich günstigeren Ergebnissen führt als linear-elastische Berechnungsmethoden. Sicherheitsdefizite aus den statischen Voruntersuchungen im Sohl- und westlichen Wandbereich werden merklich gemindert oder verschwinden ganz. Lediglich an der östlichen Kammerwand im Bereich des Drainagegangs verbleiben Sicherheitsunterschreitungen, die Verstärkungsmaßnahmen erfordern. Diese betreffen einerseits die Biegezugbeanspruchung des erdseitigen Stiels und andererseits die vertikale Rissausbreitung unterhalb des Drainagegangs (Abb. 14).

Bei der Planung erforderlicher Tragwerksverstärkungen war zu beachten, dass der Schleusenbetrieb jeweils nur für wenige Stunden in der nächtlichen Betriebspause unterbrochen werden kann. Entsprechend

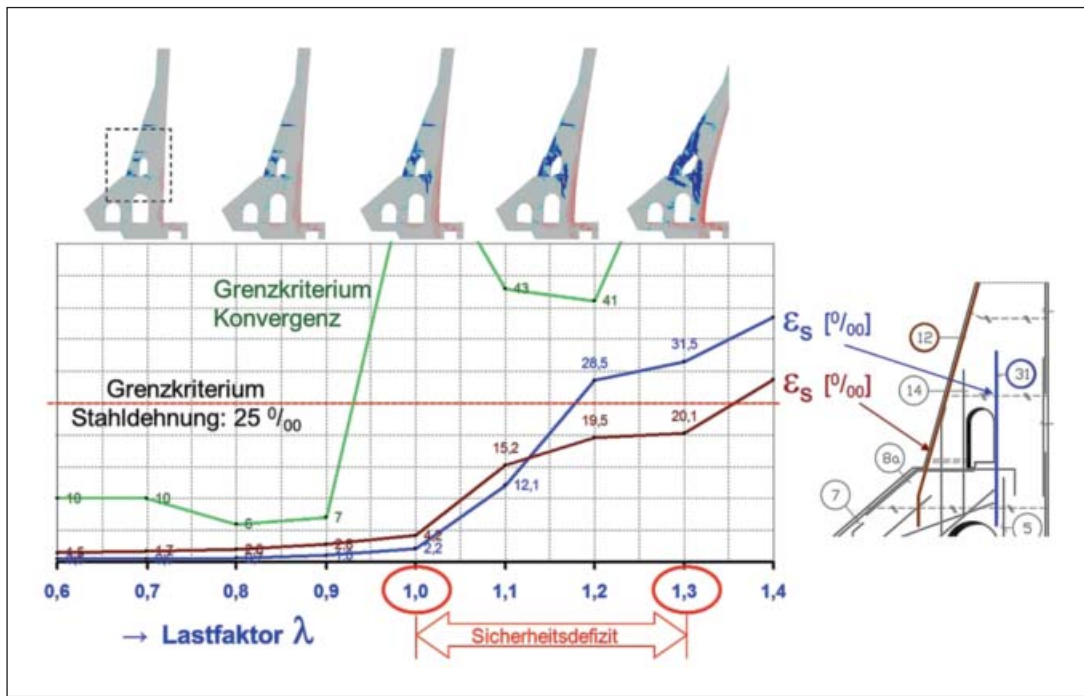


Abb. 13: Schleusenostwand: Entwicklung der Rissbereiche (oben, Zug blau) und der Stahldehnungen an ausgewählten Stäben für die Lastsituation Unterwasser (UW) bei anwachsendem Laststeigerungsfaktoren λ .

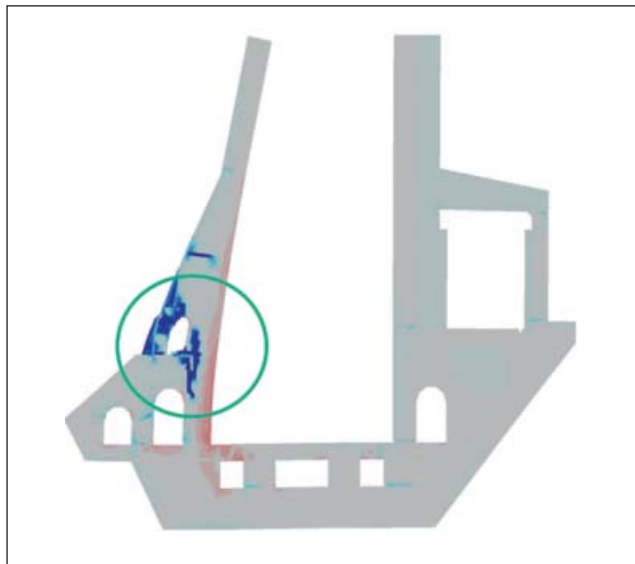


Abb. 14: Schleusenammerquerschnitt mit überbeanspruchten, verstärkungsbedürftigen Tragwerksbereichen

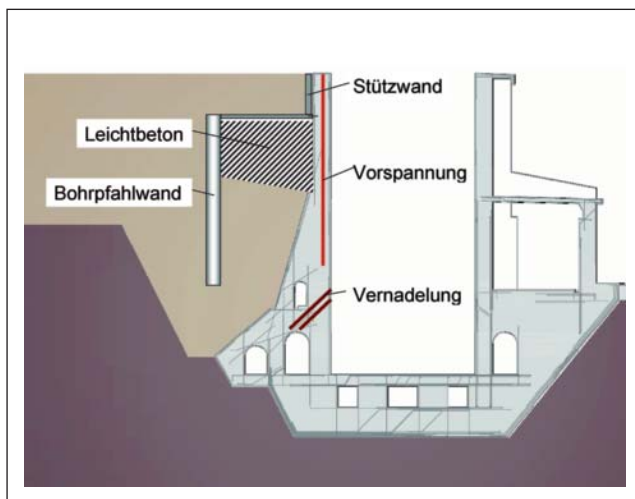


Abb. 15: Prinzipdarstellung der ausgeführten Tragwerksverstärkung

den Vorgaben des Betreibers waren ferner horizontale Verankerungen der Kammerwand im seitlichen Baugrund nicht zulässig. Unter diesen Einschränkungen wurde die in **Abb. 15** skizzierte Verstärkungsmaßnahme konzipiert. Zur Begrenzung der vertikalen Rissausbreitung kann mit verhältnismäßig geringem Aufwand der Einbau zusätzlicher Bewehrung („Vernadelung“) von der Kammerseite aus erfolgen. Schräg angeordnet verläuft diese Bewehrung in Richtung der Hauptzugspannung, gewährleistet die Ausbildung der Rahmentragwirkung im Drainagegangbereich und sichert die Anbindung des kammerseitigen Stiels an das Gesamttragwerk. Am erdseitigen Stiel des Drainagegangs hingegen muss das erforderliche Sicherheitsniveau durch eine Reduzierung beziehungsweise Umlagerung der äußeren Belastung erfolgen, die im Wesentlichen durch partiellen Austausch der seitlichen Bodenanschlüttung durch 6500 Kubikmeter Leichtbeton erfolgt. Ferner wird eine konzentrierte Einleitung der vertikalen Erdlasten des darüberliegenden Bodens in die Kammerwand über eine Plattenkonstruktion sichergestellt. Eine zusätzliche vertikale Vorspannung der Kammerwand im oberen Bereich verbessert das Tragverhalten, insbesondere bei Zugbeanspruchungen auf der Kammerseite, die durch Eis- und Schiffsstoßbelastung bei gefüllter Kammer beziehungsweise infolge der Änderungen am Tragsystem auftreten können. Die Verstärkungsmaßnahmen gemäß **Abb. 15** konnten bis zum Jahr 2009 abgeschlossen werden.

5 Fazit

Die vorliegende Konzeption NiTra ist ein leistungsfähiges, das Gesamttragwerk erfassendes und unter ingenieurpraktischen Bedingungen anwendbares Nachweisverfahren zur Ermittlung der Systemtraglast an massiven Wasserbauwerken auf der Basis nichtlinearer Stoffgesetze. Grundlage für die Nachweiskonzeption ist das geltende Regelwerk, insbesondere die Stahlbetonnorm Eurocode 2. Die Angaben im betreffenden Abschnitt 5.7 beziehungsweise im Nationalen Anhang haben grundlegenden Charakter, mit denen das prinzipielle Vorgehen und die Anordnung der Sicherheitselemente an üblichen Bauteilgruppen (Balken, Platten, Stützen) vorgegeben werden. Für eine konkrete Anwendung auf komplexe Tragwerke, wie die hier behandelten Schleusen,

mussten ergänzende Vorgaben formuliert werden. Besonders hinsichtlich der FEM-Modellierung scheibenförmiger Strukturen mit der erforderlichen Vorgabe von Betonfestigkeitswerten und der Umsetzung der Sicherheitsformate an komplexen, in Interaktion mit dem Baugrund stehenden Tragsystemen waren Ergänzungen notwendig.

Grundlegende Voraussetzung zur Anwendung des Verfahrens ist die Verfügbarkeit von Ausgangsdaten zu den Stoffeigenschaften und von Messwerten für die Kalibrierung der FEM-Modelle. In jedem Fall sind deshalb im Vorfeld qualifizierte Boden- und Betongutachten aufzustellen und ausreichend genaue Verformungsmessungen durchzuführen. Zusätzlich ist im Rahmen einer Plausibilitätskontrolle der Vergleich mit realen, am Stahlbetontragwerk tatsächlich vorhandenen Rissbildern vorgesehen, der die Verfügbarkeit entsprechender Schadensdokumentationen aus der Bauwerksprüfung voraussetzt.

Die Konzeption ist infolge aufgetretener Tragwerksschäden für die Untersuchung von Schleusen aus Stahlbeton am Main-Donau-Kanal entwickelt worden. An diesen Bauwerken ist mit den bisher üblichen statischen Methoden keine befriedigende rechnerische Tragfähigkeit nachweisbar. Zwischenzeitlich wurde die Nachweiskonzeption in der Bundesanstalt für Wasserbau für die Tragwerksanalyse an sieben Bauwerken erfolgreich eingesetzt, wobei die Anwendbarkeit auch unter praktischen Bedingungen bestätigt werden konnte.

6 Literatur

- [1] Fleischer, H., Lutz, M., Deutscher, M., Ehmann, R.: Materialermüdung an einer Schiffsschleuse aus Stahlbeton, Bautechnik 83 (2006); Heft 6
- [2] Fleischer, H.: Zur Begutachtung der Standsicherheit alter, massiver Verkehrswasserbauten, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 81 (2000)
- [3] Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe: Konzeption zum statischen Nachweis der Systemtraglast der Schleusen am Main-Donau-Kanal auf der Basis nichtlinearer Stoffgesetze – NiTra, (2007), unveröffentlicht
- [4] Katzenbach, R., Gutberlet, C., Bachmann, G.: Anforderungen an die Anwendung numerischer Standsicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau; Bauingenieur 82 (2007)
- [5] Heibaum, M., Herten, M.: Finite-Element-Methode für geotechnische Nachweise nach neuer Normung?, Bautechnik 84 (2007) Heft 9
- [6] Tue, N., Rückriem, T., Mucha, S.: Hinweise zur FE-Netzgenerierung und den zulässigen Stahldehnungen unter Berücksichtigung eines geringen Bewehrungsgehaltes, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie; unveröffentlichte Stellungnahme im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe (Mai 2007)
- [7] Grünberg, J., Kromminga, S., Hansen, M.: Nichtlineare Tragwerksanalyse eines Schleusenbauwerks und Herleitung der dabei anzusetzenden Sicherheitselemente; Teil 1: Institutsspezifische Kernfragen; Universität Hannover, Institut für Massivbau; unveröffentlichte Stellungnahme im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe (16.05.2007)
- [8] Hegger, J., Kerkeni, N., Bieker, T.: Nichtlineare Systemtraglastberechnung - Materialansätze für Beton; H+P Ingenieure GmbH & Co. KG in Verbindung mit der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Institut für Massivbau; unveröffentlichte Stellungnahme im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe (18.05.2007)
- [9] Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 4 ; in Geotechnik 29 (2006) Nr. 1
- [10] Grabe, J., Schümann, B., Katzmann, A.: Zur plastisch-plastischen Berechnung von Baugrubenwänden; Kolloquium der Bundesanstalt für Wasserbau zur Anwendung der FEM im Grundbau, 21.02.2008

Eine ingenieure Aufgabe ersten Ranges: Die baustatische Prüfung der Konstruktion der Elbphilharmonie Hamburg

Die potenziellen Verformungen des Tragwerks dürfen die gebogenen Scheiben der Glasfassade nicht beschädigen

Mit der Elbphilharmonie entsteht in Hamburg ein Bauwerk, das nicht nur sehr exklusive Wohnungen, sondern auch ein exklusives Hotel mit internationaler Reputation und drei Konzertsäle aufnehmen wird, von denen allein der in fünfzig Meter Höhe „schwebende“ Große Konzertsaal über zweitausend Konzertbesucher fassen wird. Eine architektonische und konstruktive Besonderheit dieses Gebäudes stellt die schillernde Glasfassade dar, die einen weithin sichtbaren Blickfang bildet, der über kurz oder lang das internationale Wahrzeichen Hamburgs sein wird. Die baustatische Prüfung der Elbphilharmonie Hamburg war eine ingenieure Aufgabe ersten Ranges und stellte sehr hohe Anforderungen an den Prüferingenieur und seine Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter. So kamen an diesem Projekt nahezu alle Bauverfahren und Baustoffe vor. Oft wurden sogar Konstruktionen gebaut, die es vorher wohl noch nicht gegeben hat. Bei der Anwendung der Bauvorschriften war, wie der folgende Beitrag eindrucksvoll belegt, nicht immer der gewohnte, strikte Weg begehbar, oft waren Auslegungen notwendig, da viele Sonderfälle nicht in den einschlägigen Vorschriften für den üblichen Hochbau berücksichtigt waren. Hierfür war eine umfangreiche Abstimmung mit der obersten Bauaufsicht notwendig.



Dr.-Ing. Rainer Grzeschkowitz

hat an der TU Braunschweig Bauingenieurwesen studiert und dort auch promoviert, anschließend war er zehn Jahre im Baukonzern Philipp Holzmann AG als leitender Mitarbeiter im Technischen Büro tätig; Grzeschkowitz ist Prüferingenieur für Bautechnik (Fachrichtungen Massiv- und Stahlbau) und seit 2005 Mitinhaber und Geschäftsführender Gesellschafter der Ingenieurbüros WK Consult Hamburg und WKC Hamburg GmbH; Grzeschkowitz ist Mitglied verschiedener Normenausschüsse

1 Einführung

Mit der Elbphilharmonie wird in Hamburg ein spektakuläres Bauwerk errichtet, geplant von den renommierten Basler Architekten Herzog & de Meuron. Mit circa 112 Metern Höhe wird sie das höchste bewohnte Gebäude Hamburgs sein (Abb. 1). Neben Wohnen und Hotelbereich (Abb. 2) stellt der Konzertbetrieb die Hauptnutzung des Gebäudes dar. Insgesamt sind drei Konzertsäle vorhanden, wobei allein der in ungefähr 50 Meter Höhe „schwebende“ Große Konzertsaal für 2.150 Konzertbesucher ausgelegt ist. Das akustische Konzept hierfür stammt von Yasuhisa Toyota, einem der derzeit renommiertesten Akustiker, und es stellt – wie auch die architektonische Gestaltung – sehr hohe Anforderungen an die Ausbildung des Großen Konzertsaals, zumal die Elbphilharmonie Hamburg nach Fertigstellung zu den besten Konzerthäusern der Welt zählen soll. Die sich daraus ergebenden Anforderungen spiegeln sich in besonderem Maße in der Konstruktion des Saales wider, die einzigartig ist. Eine architektonische und konstruktive Besonderheit und Herausforderung stellt vor allem auch die schillernde Glasfassade dar, die einen weithin sichtbaren Blickfang bildet.

2 Die Glasfassade: 21.500 qm Fläche aus 1.100 Glaselementen unterschiedlicher Größe und Form

Die über dem Kaispeicher A „schwebende“ Glasfassade der Elbphilharmonie umfasst etwa 21.500 Quadratmeter Fassadenfläche und besteht aus 1.100 Glaselementen unterschiedlicher Größe und Form. Die Einzelscheiben sind vier bis fünf Meter breit und fünf Meter hoch, wiegen mit jeweils durchschnittlich rund 0,6 Tonnen etwa halb so viel wie ein Auto und stellen große Anforderungen an die Ingenieurbautechnik. Das Glas muss hohen Beanspruchungen standhalten, zum Beispiel Orkanböen bis zu 150 km/h. Jedes Glaselement ist auch wegen seiner Beschichtung und Bedruckung ein Unikat. Die einzelnen Glasscheiben wurden – ein Novum – zunächst bedruckt, dann beschichtet, gegebenenfalls millimetergenau gebogen und anschließend bei ca. 600 Grad Celsius „gebacken“. Die Bedruckung und die Wölbung orientiert sich an der jeweiligen Nutzung des Gebäudeteils. Abb. 3 zeigt die Fassadenabwicklung der West- und Südseite.

Die Beschichtung und Bedruckung erfolgte wie folgt:

- Sonnenschutzbeschichtung mit farbneutralem Erscheinungsbild,
- Wärmeschutzbeschichtung (eventuell auch in Kombination mit Sonnenschutzbeschichtung),
- Punktbedruckung (maximal Dreifachdruck, zweifarbig und einfarbig hinterdruckt).

Der Bedruckungsgrad ist neben den bauphysikalischen Vorgaben auch abhängig von der Nutzung der dahinterliegenden Räume beziehungs-



Abb. 1: Elbphilharmonie Hamburg in der Bauphase im Sommer 2010

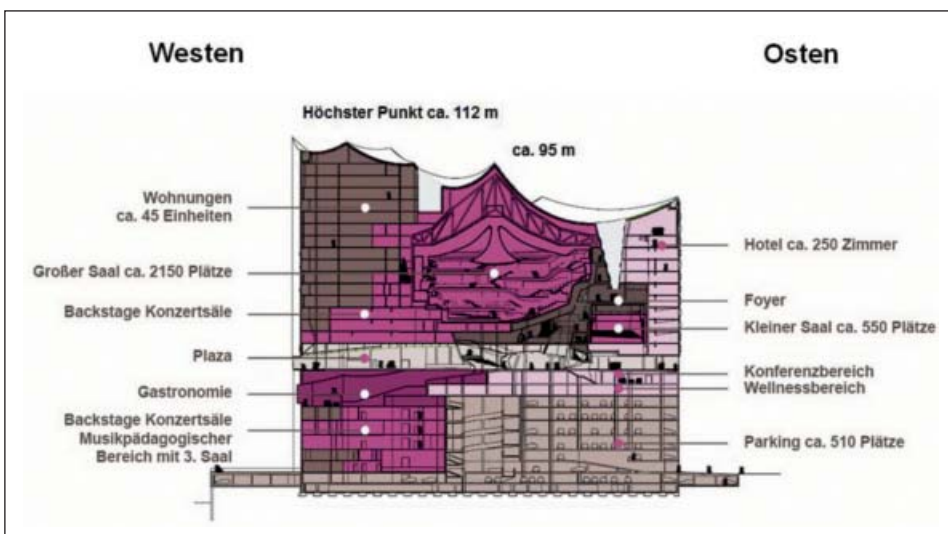


Foto: Projekt-Realisierungsgesellschaft mbH Hamburg

Abb. 2: Nutzung der Elbphilharmonie

weise deren Tageslichtbedarf. Damit eine Scheibe einbaufertig geliefert werden konnte, mussten die einzelnen Elemente mehrmals durch den Süden Europas hin und her transportiert werden.

Eine Herausforderung für die Tragwerksplanung und für die Bauausführung war die Wahl enorm schlanker Rahmenkonstruktionen mit geringstmöglichem Glaseinstand. Zunächst wurde der Einstand der Scheibe im Rahmen so vorgegeben, dass eine Aufnahme möglicher Deckenrandverformungen nach Festsetzung der Elemente während der gesamten Standzeit des Gebäudes von \pm vier Millimeter möglich war. Da diese Forderung auch bei vorgespannten Deckenstreifen nicht realisierbar schien, wurde die Vorgabe auf immer noch \pm sieben Millimeter erhöht. Dazu wurden die bereits gefertigten Glasaufleger mit einer Ausfräsung von drei Millimeter versehen. Da bei einer größeren

Verformung die Gefahr besteht, dass Scheiben überbeansprucht werden und versagen, wurde ein differenziertes und umfängliches Messkonzept entwickelt und durchgeführt. Insbesondere die rechnerischen Ermittlungen von Verformungen ohne Kenntnis maßgeblicher Parameter (exakte Geometrie, Werkstoffkennwerte, Zeitpunkt der Belastung, Bauablauf, klimatische Randbedingungen und so weiter) stellten eine besondere Schwierigkeit dar. Hierbei war es erforderlich, eine Streuung der einzelnen Parameter zu beachten und zwischen den sich jeweils positiv und negativ auswirkenden Parametern zu unterscheiden und diese entsprechend zu berücksichtigen.

Neben der Frage der Standsicherheit der Fassadenelemente, beispielsweise als absturzsichernde Verglasung, wurde daher eine bauaufsichtliche Anforderung (BAA) als Maßnahme der vorbeugenden Gefahren-



Foto: Architekten Herzog & de Meuron

Abb. 3: Teil der Fassadenabwicklung

abwehr getroffen, die im Prüfbericht Nr. 19 zum Bauvorhaben „Elbphilharmonie“ in der Rubrik „Baubeginnvorbehalte“ enthalten ist. Diese Forderung wurde vom Prüfenieur in Abstimmung mit der Prüfstelle für Baustatik erhoben. Sie lautet:

Mit den Arbeiten zum Festsetzen der Fassadenelemente darf erst begonnen werden, wenn folgende nachzureichenden Bauvorlagen in bautechnischer Hinsicht (siehe Bauvorlagen VO) geprüft und bauaufsichtlich genehmigt worden sind:

Aufmaß der tatsächlich auftretenden Deckenrandverformungen einschließlich Auswertung und Stellungnahme, ob die Randbedingungen aus der Genehmigungsstatik eingehalten sind.

Die Gefährdung ergibt sich daraus, dass die wandhohen gläsernen Fassadenelemente in ihren Rahmen nach deren Fixierung im Rohbau nur sehr geringe Verformungen in der Größenordnung von wenigen Millimeter ausgleichen können. Wird dieses Maß überschritten, dann besteht die Gefahr, dass die Fassadenelemente große Zusatzbeanspruchungen aus Zwängung in horizontaler und oder aus vertikaler Richtung erhalten, für die diese nicht ausgelegt sind. Sie könnten infolge dieses Einflusses zerbrechen und abstürzen, was bei circa 100 Meter Absturzhöhe ein erhebliches Gefahrenmoment darstellt, das es abzuwehren gilt. Es war deshalb ein Nachweis zu führen, dass die bisher tatsächlich aufgetretenen Verformungen des Deckenrandes mit den gemäß Statik zu erwartenden Verformungen hinreichend gut übereinstimmen; außerdem hat der Verformungsverlauf erwarten lassen müssen, dass die Vorgaben des Fassadenelements bezüglich maximaler Verformungsdifferenzen des Deckenrandes nach Festsetzung der Fassade während der gesamten restlichen Standzeit des Gebäudes eingehalten werden.

Bei üblichen Hochbauten gelten in der Regel Anforderungen hinsichtlich Verformungsbegrenzung als zum Bereich der Gebrauchstauglichkeit gehörend, der außerhalb des Interesses der Bauaufsicht liegt, solange davon kein möglicher Gefahrenzustand ausgeht. Bei diesem Bauvorhaben war die Lage jedoch anders, weil die sehr großen Elemente besonders empfindlich gegen Verformungsdifferenzen des Deckenrandes sind, und weil die Differenzen, die nach Festsetzung der

Fassadenelemente während der gesamten Standzeit des Gebäudes auftreten dürfen, nur sehr gering sind. Erschwerend kommt hinzu, dass ein eventuell erforderliches nachträgliches Auswechseln von Fassadenelementen ein außerordentlich aufwendiges Unterfangen wäre und dass keine Einrichtung vorgesehen ist, die bei Gefahr des Erreichens der zulässigen Verformungen den Eigentümer warnt, sodass eine notwendige Nachjustierung beziehungsweise ein Austausch des betroffenen Fassadenelementes erfolgt.

Der abzuwehrende potenzielle Gefahrenzustand ist weniger in unmittelbarer, sondern eher in fernerer Zukunft zu erwarten. Da bei einem Betonbauwerk die sich einstellenden Verformungen infolge Kriechens und Schwindens zeitabhängig verlaufen, kann es sein, dass sich ein für die Fassadenelemente kritischer Verformungszustand erst nach einigen Jahren einstellt. Da aber die vorbeugende Gefahrenabwehr die gesamte Standzeit des Bauwerkes zu beachten hat und vor Ausführung die Entscheidungen getroffen werden mussten, die die Gefahrenneigung maßgeblich beeinflussen, war es angemessen, die BAA zu stellen und zu erfüllen.

Das Verformungsgeschehen im Bauwerk wird von vielen Einflüssen geprägt, wie Herstellungsgeschichte, Geschichte der Festigkeitsentwicklung, Belastungsgeschichte, Betonverarbeitung und -nachbehandlung, Vorspannung, statisches System, Dimensionierung der Tragquerschnitte, Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand, Vorhandensein von Cobiax-Körpern im betrachteten Deckenstreifen, klimatische Entwicklung und so weiter. Eine rechnerische Ermittlung der Verformungsentwicklung für die einzelnen Einflüsse war auf Basis von Planungswerten zwar möglich und wurde durch den Tragwerksplaner vorgelegt, doch ist jeder dieser Planungswerte mit gewissen Unschärfen behaftet. Das führt dazu, dass für die Überlagerung der verschiedenen Einflüsse eine ausreichend exakte Vorherbestimmung der Verformung baupraktisch nicht möglich ist. Wenn es deshalb, wie hier vorliegend, darum ging, einen verformungskritischen Vorgang zu beurteilen und Risiken mit vertretbarem Aufwand auszuschließen, waren neben der Prüfung der Berechnungen insbesondere begleitende Verformungsmessungen ein geeignetes Mittel, auf das zurückgegriffen wurde.

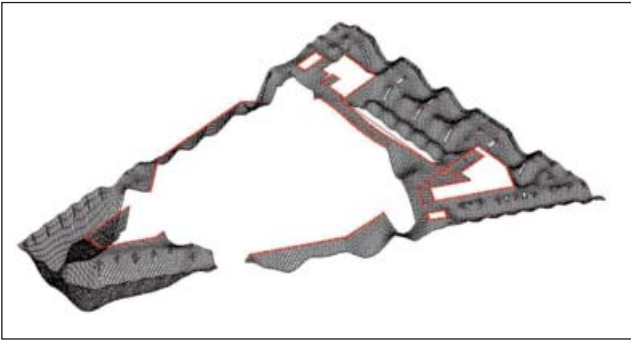


Abb. 4: Stark überhöhter Durchbiegungsverlauf aus der Vergleichsrechnung einer Geschossdecke

Abb. 4 zeigt beispielhaft den stark überhöht dargestellten Durchbiegungsverlauf einer Geschossdecke. Da sich aufgrund der Form des Konzertsaals das „Loch“ und damit die Deckenränder geschossweise verändern, ist auch ein Abgleich über jeweils zwei Geschossdecken vorzunehmen.

Die gläsernen Fassadenelemente wurden als nicht geregelte Bauprodukte durch *Zustimmung im Einzelfall (ZiE)* zur Verwendung bei diesem Bauvorhaben bauaufsichtlich zugelassen. Der Hersteller der Glaselemente, die Firma Josef Gartner GmbH aus 89423 Gundelfingen, beantragte die verschiedenen ZiE. Stellvertretend für mehrere konstruktiv ähnliche Glaselemente wird hier der Zustimmungsbescheid Nr. ABH31 634.344-3/1-604 vom 08.10.2009 aufgeführt. Im Abschnitt Besondere Bestimmungen/Anwendungsbedingungen heißt es dort:

(6) Die Verglasungskonstruktionen sind so zu gestalten, dass die Glasscheiben unter Berücksichtigung baupraktischer Toleranzen zwangsfrei montiert werden können und es unter Betriebsbedingungen (Lasteinwirkung, Temperatur, insbesondere Verformung und Nachgiebigkeit der tragenden Konstruktion) nicht zum Kontakt der Glasscheiben mit anderen Glasscheiben, Stahlteilen oder sonstigen harten Bauteilen kommen kann.

Aus dieser Formulierung geht die besondere Bedeutung der Beherrschung und Begrenzung der Verformungen der Tragkonstruktion hervor. Ist diese nicht gegeben, ist die zitierte Zustimmungsbedingung verletzt, und die ZiE verliert ihre Gültigkeit.

Aus den vorstehenden Betrachtungen und zitierten ZiE-Bestimmungen ergab sich aus bauaufsichtlicher Sicht die Notwendigkeit einer sorgfältigen Kontrolle der sich am Bauwerk einstellenden Verformungen. Es wurde deshalb die Vorlage eines seitens der ausführenden Firma verfassten Untersuchungsberichtes zum Verformungsverhalten der Deckenränder erwartet. Aus diesem Bericht sollte hauptsächlich hervorgehen, ob der bisherige gemessene Verlauf der Verformungen den prognostizierten Werten entspricht, die in den einschlägigen geprüften Berechnungen angegeben sind.

Mit den in BAA genannten „Randbedingungen“ sind hauptsächlich die Deckenrandverformungen gemeint, die für die Lagerung der Fassadenelemente maßgeblichen Einfluss haben. Eine Bestätigung der herstellungstechnischen Parameter hatte dagegen nachrangige Bedeutung und konnte die Gegenüberstellung und Auswertung der Deckenrandverformungen nicht ersetzen. Ebenfalls konnte die Gegenüberstellung nicht durch zusätzliche verfeinerte Computerberechnungen auf FEM-Basis ersetzt werden, da diese ebenfalls nur eine Prognose

liefern können. Hier aber kam es darauf an, anhand von Messwerten die Stimmigkeit der Prognose zu bestätigen.

Die sich im Bauwerk einstellenden Verformungen ergeben sich aus einer Summe von unterschiedlichen Einflüssen (siehe oben). Zu diesen Einflüssen sind, soweit vorhanden, Planungswerte aus der statischen Berechnung der Deckenrandverformungen zu entnehmen und mit den tatsächlichen Werten bewertend gegenüberzustellen. Dazu waren für eine ausreichende Anzahl von Untersuchungspunkten, die über die Deckenränder und die einzelnen Geschosse verteilt sind, die zu vergleichenden Angaben in systematischer und übersichtlicher Weise so darzustellen, dass die Untersuchung prüffähig wurde. Die einschlägigen Angaben zum Baugeschehen, insbesondere Betoniertermine und der weitere Bauablauf (insbesondere Schalzeit, Unterstützungsdauer, Lasten aus den Durchsteifungen darüber liegender Geschosse, Aufbringen von Ausbaulasten, statische Systeme während der verschiedenen Bauphasen) waren in praxisgerechter Form zu berücksichtigen. Der Untersuchungsbericht sollte mit einer zusammenfassenden Bewertung abschließen, aus der hervorgeht, ob sich aus den Untersuchungen ein einheitlicher Trend ableiten lässt, und wie dieser in Bezug auf die berechneten Verformungswerte beschaffen ist.

Dem Prüflingenieur wurden zunächst Messprotokolle von mehreren Verformungsmessungen und Baustellenfotos vorgelegt. Diese Unterlagen sind als Rohmaterial für den von der ausführenden Firma zu erstellenden Untersuchungsbericht nützlich. Es fehlte aber eine übersichtlich geordnete Darstellung und Bewertung anhand der Einzelheiten des Baugeschehens, sodass die Unterlagen so nicht prüffähig waren. Deshalb bedurften sie der Überarbeitung.

Nachdem sich anhand des durch den Prüflingenieur geprüften Untersuchungsberichtes erkennen ließ, dass hinsichtlich der Verformungsentwicklung ein einheitlicher Trend vorliegt und dass dieser die prognostizierten Werte entweder einhält oder unterschreitet, hielt die Bauaufsicht die BAA für erledigt. Andernfalls wären in Abhängigkeit vom Stand der Ergebnisse weitergehende Maßnahmen zu erwägen gewesen.

Die Fassadenelemente (**Abb. 5**) wurden an ihren Halterungen hängend montiert. Die Stahlplatten wurden mittels Ankerschienen fixiert und mit einem geeigneten, zugelassenen Mörtel unterfüllt (**Abb. 6**). Während der Bauausführung wurde jede einzelne Halterung überprüft. Die Ergebnisse sind in den Abnahmeprotokollen festgehalten.



Abb. 5: Fassadenelemente der Südfassade (Loggia im Foyerbereich)



Abb. 6: Fassadenbefestigung an der Betonkonstruktion

In **Abb. 7** ist die Justiermöglichkeit der Fassadenelemente je Seite zu erkennen. Durch die Schrauben war es möglich, die Lage des Elements genau auszurichten. Das darüber liegende Fassadenelement wird von oben aufgesetzt und ist dann druck- und zugfest verankert.

Die Gebäudehöhe von 112 Meter und die freie Wasserfläche der Elbe nach Osten und Westen führen zu hohen Belastungen aus Windangriff. Hierzu wurde ein Windgutachten erstellt, in dem für jeden Fassadenbereich die zugrundezulegenden Winddruck- und -sogbeiwerte festgeschrieben waren.

In der Summe umfasste der Prüfauftrag „Fassade“ insbesondere folgende Punkte:

- Ein Versagen der Glasscheiben sollte ausgeschlossen sein, da ein Herabfallen von Glasscherben aus großer Höhe eine Gefahr für Leib und Leben darstellt.
- Die Einflüsse, die zu einem Versagen der Glasscheiben führen könnten, waren genauestens zu hinterfragen und zu prüfen. Dazu gehörten neben der Prüfung der statischen Berechnungen der Glaselemente selbst, der Rahmenkonstruktionen und der Befestigungen an der Rohbaukonstruktion auch die Nachweise der Durchbiegungen über den Lebenszyklus des Gebäudes.
- Weiterhin war ein wichtiger Aspekt die Reduzierung möglicher Ausführungsmängel, was durch eine intensive Überwachung der Ausführung zu gewährleisten war.

3 Prüfung der Glaselemente

Die Glaselemente setzen sich aus den Gläsern und den Rahmenkonstruktionen zusammen. Sie wurden einbaufertig auf der Baustelle angeliefert und mittels einer speziellen auskragenden Bühne hängend montiert.

3.1 Eingereichte Glasstatiken

Die statischen Berechnungen der Glaselemente wurden von der Fa. Tragkonzept (Augsburg) erstellt. Dabei wurden neben den „Regelscheiben“ insbesondere folgende Sonderscheibentypen berechnet (siehe auch **Abb. 3**):

- viereckige, aber nicht rechteckige Scheiben,
- aus der Ebene gekrümmte Scheiben, sogenannte Bubble-Scheiben,
- „normale“ Balkone im Wohnbereich,



Abb. 7: Justierung der Lagerpunkte des Scheibenelementes

- „große“ Balkone im Foyer-Bereich.

Die erforderlichen Nachweise unter stoßartiger Einwirkung wurden durch Versuche geführt, in den Zustimmungen im Einzelfall (ZiE) beantragt und genehmigt. Das Thema Brandüberschlag wurde durch eine intensive Sprinklerung gelöst.

3.1.1 Grundlagen der Statik:

- absturzsichernde Verglasung der Kategorie A (TRAV, Jan 2003),
- linienförmige Verglasung (TRLV, Aug. 2006),
- Geometrie per CAD vom Lieferanten der Scheiben (Fa. Josef Gartner),
- FEM-Programme COSMOS/M und RFEM sowie Excel-Sheet für ebene Scheiben,
- Koppelung der VSG-Scheiben zur Isolierglasscheibe,
- Klimalasten wurden berücksichtigt (Herstellung in Italien oder Spanien jeweils auf Meereshöhe),
- Holmlasten gemäß ZiE (Foyerbereich: 1 kN/m, Hotel- und Wohnbereich: 0,5 kN/m),
- Windlasten -1,70 bis -2,70 kN/m² (Sog) beziehungsweise +1,25 bis +1,55 kN/m² (Druck) aus Windkanalversuch,
- Spiegelglas (Floatglas) mit zul. $\sigma = 18,0 \text{ N/mm}^2$,
- VSG aus Spiegelglas mit zul. $\sigma = 22,5 \text{ N/mm}^2$,
- zul. Durchbiegung aus der Scheibenebene:
 - L/40 bei ebenem Isolierglas,
 - L/70 bei gekrümmtem Isolierglas,
- erforderliche Glaseinstände waren einzuhalten,
- zulässige Durchbiegungen der Auflagerprofile waren einzuhalten ($1/200 \leq 15 \text{ mm}$),
- Druckdifferenz von $\pm 16 \text{ kN/m}^2$ wurden bei Isolierverglasung berücksichtigt (Klimalast),
- Anwendungsrandbedingungen einhalten, insbesondere die Koppelung der Isoliergläser.

3.1.2 Ebene Verglasung

Die ebenen Rechteckscheiben wurden mittels Excel-Tabellen nach TRAV beziehungsweise TRLV nachgewiesen. Dabei wurden die Außenscheiben aus 2 · 8 Millimeter Floatglasscheiben mit 0,76 Millimeter PVB-Folie aufgebaut, die Innenscheiben aus 2 · 6 Millimeter Floatglasscheiben mit 0,76 Millimeter-PVB-Folie. Der E-Modul wurde mit 70.000 MPa gewählt, die Poissonzahl mit 0,23. Die Dichte beträgt 2.500 kg/m³. Übliche Scheibenabmessungen waren H/B = 3,28/2,43 m.

Wenn gemäß der linearelastischen Berechnung die zulässigen Spannungen und Durchbiegungen überschritten waren, erfolgte eine Be-

rechnung nach nichtlinearer Plattentheorie mit dem FEM-Programm COSMOS/M von Solidworks. Dabei wurden die Grenzfälle

- Ansatz voller Verbund (außen 16 mm, innen 12 mm Scheibendicke),
- Ansatz kein Verbund (außen \cong 10 mm, innen \cong 8 mm Ersatzscheibendicke).

untersucht.

Es wurden die Lastfallkombinationen mit den größten Spannungen und Verformungen aus linearer Berechnung gewählt:

- Windsog = $-2,70 \text{ kN/m}^2$,
- $\frac{1}{2}$ Holmlast = $-0,25 \text{ kN/m}$.

→ Ergebnis aus linearer Berechnung:

- Windlast (Außenscheibe) = $-1,96 \text{ kN/m}^2$,
- Windlast (Innenscheibe) = $-0,74 \text{ kN/m}^2$,
- $\frac{1}{2}$ Holmlast auf Innenscheibe = $-0,25 \text{ kN/m}$.

→ Lastverteilung nach nichtlinearer Plattentheorie:

Es wird die Annahme zugrundegelegt, dass die nichtlineare Volumenänderung der Innen- und Außenscheibe gleich sein muss. Dies führt zu einem iterativen Vorgehen. Das Ergebnis der Iteration:

- Windlast (Außenscheibe) = $-1,80 \text{ kN/m}^2$ statt $-1,96 \text{ kN/m}^2$,
- Windlast (Innenscheibe) = $-0,90 \text{ kN/m}^2$ statt $-0,74 \text{ kN/m}^2$,
- $\frac{1}{2}$ Holmlast auf Innenscheibe = $-0,25 \text{ kN/m}$

→ 10 Prozent Lastumverteilung von der Außenscheibe zur Innenscheibe

→ Nichtlineare Berechnung mit FE:

Durchbiegungen:

- außen $27,7 \text{ mm}$,
 - innen $27,4 \text{ mm}$,
- Zugspannungen:
- außen $16,9 \text{ N/mm}^2$,
 - innen $15,5 \text{ N/mm}^2$.

→ Damit war der Nachweis geführt

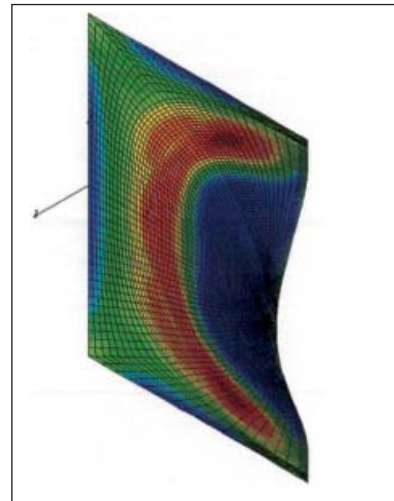
Die Vergleichsrechnungen zeigten eine gute Übereinstimmung.

3.1.3 Gekrümmte Verglasung

Bei der gekrümmten Verglasung ist das grundsätzliche Vorgehen wie vor bei der ebenen Verglasung, allerdings ist eine „einfache“ Handbeziehungsweise Excel-Berechnung nicht mehr sinnvoll oder nicht möglich. Daher erfolgte die Berechnung durch den Tragwerksplaner mit den FE- Systemen COSMOS/M oder RFEM.

→ Bubble im Hotel- und Backstagebereich:

- Windlast (Druck) = $+1,35 \text{ kN/m}^2$,
- Windlast (Sog) = $-2,30 \text{ kN/m}^2$,
- Holmlast = $-0,50 \text{ kN/m}$.



Quelle: Statik Tragkonzept

Abb. 8: Beispielhafte Darstellung der Ergebnisse

→ Durchbiegungen:

- außen $24,2 \text{ mm}$,
- innen $24,6 \text{ mm}$,

→ Zugspannungen:

- außen $21,6 \text{ N/mm}^2$,
- innen $18,8 \text{ N/mm}^2$.

Abb. 8 zeigt beispielhaft die Hauptzugspannungen der Berechnung des Tragwerksplaners.

3.2 Prüfung der eingereichten Bauvorlagen

Für die baustatische Prüfung wurde insbesondere die *Checkliste für die Prüfung von Glaskonstruktionen* vom Bauüberwachungsverein (BÜV) zugrundegelegt. Sie enthält eine Auflistung wesentlicher Punkte, die dem Prüfeningenieur die bautechnische Prüfung auf Basis der bauaufsichtlichen Anforderungen erleichtern sollen:

- Nachweis der Verwendbarkeit,
- Anwendungsbereich (insbesondere TRAV/TRLV),
- Einwirkungen,
- Schadensszenarien (insbesondere veränderliche Lasten),
- Aufbau der Glaselemente,
- Rechenmodelle (insbesondere realitätsnahe Abbildung),
- Besonderheiten bei der Berechnung (insbesondere Verbund und Koppelung),
- Überwachung der Ausführung (Auflagen/Bescheinigungen/Toleranzen...),
- Ermittlung einer Vergleichsstärke der Verbundscheibe,
- Ermittlung des Lastverteilungsfaktors für Innen- und Außenscheibe ,
- Berücksichtigung der klimatischen Belastung zwischen Innen- und Außenscheibe.

Die bautechnische Prüfung erfolgte neben überschlägigen Handrechnungen mit folgenden FE-Programmen:

- Mepla (nur für ebene Scheiben),
- Infograph,
- RFEM,
- Sofistik.

Die Vergleichsrechnung der Bubble-Scheibe wurde mit feiner Elementierung mit dem Programm RFEM durchgeführt. Dabei wurden folgenden Lastfälle berücksichtigt:

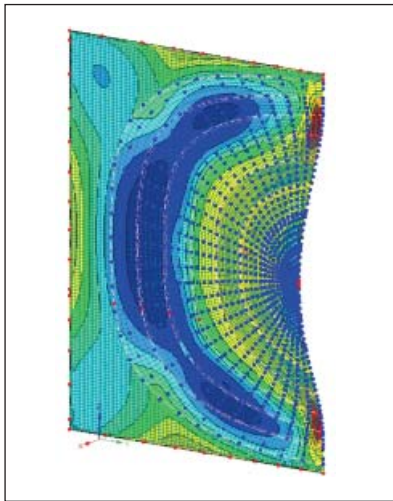


Abb. 9: Hauptzugspannungen (LF Windsog) der Vergleichsrechnung mit feiner Elementierung

- LF 1: Eigenlast,
- LF 2: Winddruck,
- LF 3: Windsog (siehe Abb. 9),
- LF 4: Klimlast,
- LF 5: Holmlast.

Die Überlagerung der Lastfälle wurde mit den notwendigen Lastfallkombination vorgenommen.

Es zeigen sich etwas abweichende Spannungsverläufe, die nach eigener Kontrolle auf die sehr feine Elementierung zurückzuführen sind. Die Übereinstimmung mit den Ergebnissen der eingereichten Statik war jedoch ausreichend gut.

4 Prüfung der Verformungsberechnungen

4.1 Zur Prüfung eingereichte Bauvorlagen

Die Verformungsberechnungen des Tragwerksplaners WGG Schnetzer Puskas Ingenieure AG wurden insbesondere mittels Finite-Element-Rechnung durchgeführt. Dazu wurden die Betoneigenschaften gemäß DIN 1045-1 wie folgt angenommen (Quelle: Statikbericht Deckenrandverformungen):

Deckenstärke zwischen 20 und 30 cm:

Beton C30/37, $f_{cd}=17$ MPa, $f_{ctm}=2,9$ MPa, $E_{cm}=31.900$ MPa

Deckenstärke 45 cm:

Beton C35/45, $f_{cd}=19,8$ MPa, $f_{ctm}=3,2$ MPa, $E_{cm}=33.300$ MPa

Es wurden Vorgaben an die Nachbehandlung gestellt:

- Spritzen für 100 Prozent Last mindestens 40 Tage nach Betonage,
- Belassen in der Schalung mindestens 14 Tage nach Betonage,
- Abdecken der Betonoberflächen mit dampfdichten Folien mindestens 14 Tage nach Betonage,
- weitere Vorgaben betrafen insbesondere das Durchsteifen über mehrere Geschosse.

Die Grundlagen für die Montage der Fassadenelemente wurden wie folgt angesetzt:

- Der Zielwert der rechnerischen Verformungsdifferenz der Fassadenhaltepunkte beträgt vier Millimeter,

- der Maximalwert der möglichen Verformungsdifferenz der Fassadenhaltepunkte beträgt sieben Millimeter,
- der früheste Montagezeitpunkt nach Belasten der Decke beträgt zwanzig Tage,
- das letzte Justieren der Fassade nach dem Belasten der Decke beträgt 140 Tage, beziehungsweise bei einem speziellen Deckenbereich 200 Tage.

Die Grundlagen für den zeitlichen Verlauf der Verformungen wurden wie folgt angesetzt:

- Die Deckenlager sind unverschieblich modelliert. Es liegt keine elastische Lagerung mittels Federsteifigkeiten vor.
- Alle Vorspannkabel müssen bis zum 60. Tag, jedoch nicht früher als circa 50 Tage nach dem Betonieren auf ihre vorgegebenen Endwerte vorgespannt sein. Zusätzlich wurde empfohlen, die Kabel nach drei bis fünf Tagen auf circa dreißig Prozent vorzuspannen.
- Annahmen für Lastkombinationen und E-Modul: Der Endverformungszustand wird mit einem Wert von einem Drittel des E-Moduls des Deckenbetons gerechnet. Dies entspricht einem Verformungsfaktor von 3. In diesem Faktor sind die Auswirkungen von elastischer Verformung, Kriechen, Schwinden und erhöhter Verformung durch Rissbildung enthalten.
- Die elastischen Verformungen vergrößern sich proportional zur Lasterhöhung und besitzen keine zeitliche Komponente. Die elastische Verformung beginnt mit der Wegnahme der Hilfsunterstützung.
- Der Anteil Kriechen, Schwinden und Rissbildung ist abhängig vom Betrachtungszeitpunkt und dem Lastanteil. Der zeitliche Verlauf der Kriechverformung wird nach DAfStb-Heft 525, Kapitel 9.1.4) berechnet.
- Die Verformungsanteile aus Schwinden und Rissbildung werden im gleichen zeitlichen Verlauf wie das Kriechen berücksichtigt. Da der Zeitpunkt der Rissbildung unklar ist, wird hier die Annahme eines kontinuierlichen Verlaufs gewählt.

Basierend auf den eben beschriebenen Grundlagen wurden für die Verformungsberechnung der Fassaden folgende Lastkombinationen verwendet:

- Montage zwanzig Tage nach Belasten der Decken:
 $\text{Eigengewicht} \cdot \Delta 1 + \text{Fassadenlast} \cdot \Delta 1 + \text{Vorspannung mit } \Delta 1 = \frac{1}{3} \cdot (1 + 0,4 \cdot 2) = 0,6$
- Letztes Justieren 140 Tage nach Belasten der Decken:
 $\text{Eigengewicht} \cdot \Delta 2 + 0,5 \cdot \text{Ausbaulast} \cdot \Delta 2 + \text{Fassadenlast} \cdot \Delta 2 + \text{Vorspannung mit } \Delta 2 = \frac{1}{3} \cdot (1 + 0,61 \cdot 2) = 0,74$
- Volle Belastung nach abgeschlossener Verformung (Lastfall quasiständig):
 $\text{Eigengewicht} \cdot \Delta 3 + \text{Ausbaulast} \cdot \Delta 3 + \text{Fassadenlast} \cdot \Delta 3 + 0,6 \cdot \text{Nutzlasten} \cdot \Delta 3 + \text{Vorspannung mit } \Delta 3 = \frac{1}{3} \cdot (1 + 1 \cdot 2) = 1$

Die Deckenrandverformungen wurden in Form von geschossweise aufgetragenen Plotts dokumentiert.

4.2 Prüfung der Durchbiegungen am Deckenrand

Die Geschoßdecken der Elbphilharmonie wurden zunächst in Vergleichsberechnungen hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit mit den Programmen InfoGraph und RFEM untersucht. Hierbei wurde ein linearelastisches Berechnungsmodul verwendet. In der Vergleichsberechnung wurden die Spannlieder mit Ihrem Höhenverlauf berücksichtigt, sodass Umlenkkräfte und Normalkräfte aus Vorspannung exakt ausgewiesen wurden.

Die vom Tragwerksplaner auf vorstehender Grundlage berechneten Unterlagen zu den Deckenrandverformungen wurden durch Vergleichsrechnungen auf unterschiedliche Art geprüft. Zunächst wurde mittels Finite-Element-Programm die Berechnungen des Aufstellers nachvollzogen (siehe auch **Abb. 4**). Es zeigte sich eine akzeptable Übereinstimmung.

Die unabhängigen Vergleichsberechnungen der Verformungen erfolgten mit nichtlinearen Systemanalysen mit dem entsprechenden Berechnungsmodul von InfoGraph. Hier wurde eine Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit von $0,1 \cdot f_{ctm}$ angesetzt. Die Absolutwerte der Verformungen wichen zum Teil deutlich von den Werten der linearen Berechnung unter Berücksichtigung eines abgeminderten E-Moduls ab. Betrachtet man jedoch die Differenzen zwischen Lastfall „EGALFL“ (Eigengewicht, Ausbaulast, Fassadenlast) und Lastfall „Quasi-ständig“ so wurden die maximalen Differenzwerte von vier Millimeter eingehalten.

Dann wurden mit einem eigenen, nichtlinear rechnenden Rechenprogramm die unterschiedlichen Einflüsse in Form von Variationsrechnungen hinsichtlich ihrer Streuung berechnet und anschließend bewertet. Da die Ergebnisse dieser Berechnungen für den Worst-Case-Fall in ausreichender Nähe zu den Ergebnissen des Tragwerksplaners lagen, konnten seine Berechnungen und unsere nichtlinearen Vergleichsrechnungen als ausreichend zutreffend betrachtet werden.

Aufgrund der vorliegenden Berechnungen und den durchgeführten Nachrechnungen kann Folgendes festgehalten werden:

- Die Verformungswerte der Genehmigungsstatik berücksichtigen die vorgegebenen Maßnahmen der Nachbehandlung und sind für die Festlegung der Deckenüberhöhungen maßgebend.
- Die Verformungswerte im Grüneintrag werden sich einstellen, falls die Maßnahmen der Betonnachbehandlung nicht entsprechend den Vorgaben umgesetzt werden.

Aufgrund verschiedener Verzögerungen im Bauablauf wurden die Glaselemente im Regelfall deutlich später als in den Berechnungen angenommen festgesetzt. Die Kontrolle der Durchbiegungen erfolgte dann über die Verformungsmessungen gemäß Dokumentation (siehe hierzu auch den Abschnitt Prüfauftrag „Fassade“).

5 Bauausführung und Überwachung der Ausführung

Gemäß BAA war ein deutlich erhöhter Überwachungsaufwand notwendig, um die Auflagen der ZiE angemessen zu berücksichtigen. Dazu gehörte eine sehr genaue Kontrolle der verlegten Bewehrungen an den Deckenrändern. Insbesondere in den vorgespannten Deckenstreifen sollten die Abweichungen von der Solllage so gering wie möglich sein.

Ein besonderes Augenmerk wurde auf die Befestigung der Halterungen gelegt. Aufgrund der teilweise nachlaufenden Planungen mussten immer wieder Nacharbeiten an der Rohbaukonstruktion vorgenommen werden, die auch die Auflagerbereiche der Scheiben nicht verschonten (siehe **Abb. 6 und 7**). Es war dafür Sorge zu tra-



Foto: M. Letscher/Fotolia

Abb. 10 : Ansicht der fertiggestellten Südfassade

BAUSTATISCHE PRÜFUNG

gen, dass die Stahlplatten sorgfältig unterfüttert wurden. Letztendlich wurden alle Fassadenbefestigungen an der Rohbaukonstruktion abgenommen. Hierfür wurde eine entsprechende Dokumentation angefertigt.

Ein sehr wesentlicher Punkt war die Messung der Deckenrandverformungen in regelmäßigen Abständen und der Abgleich mit den Vorgaben des Tragwerksplaners sowie der Anforderungen aus dem Fassadenbau. Aufgrund verschiedener Verzögerungen erfolgte das Festsetzen der Fassadenelemente erst deutlich später als ursprünglich geplant. Somit hatte der Beton genügend Zeit zu erhärten, und die Kriech- und Schwindprozesse konnten problemlos voranschreiten. Trotzdem wurden die rechnerischen Durchbiegungsverläufe teilweise überschritten, sodass sich das späte Festsetzen der Fassade und die Überprüfung der Verformungen gemäß BAA als sehr geeignete Maßnahme erwies. Leider konnte sich aus den vielen Daten kein schlüssiges Verformungsverhalten der Stahl- oder Spannbetondecken ableiten. Teilweise blieben die sich nach teilweise drei Jahren einstellenden Durchbiegungen deutlich hinter den berechneten zurück oder zeigten entgegengesetzte Verläufe, an einzelnen Stellen überschritten sie die rechnerischen um das Zweifache. Eine hinreichende Erklärung dafür hätte man vielleicht finden können, wenn man ein intensiveres Messprogramm mit deutlich mehr Informationsdokumentation gewählt hätte. Aber der Sinn des Messkonzeptes sollte nur sein, das Abklingen der Verformungszuwächse bis möglichst zum Stillstand aufzuzeigen, um den geeigneten Zeitpunkt für das Festsetzen der Fassadenelemente zu finden. Dabei spielte auch der Absolutbetrag der Durchbiegungen keine entscheidende Rolle, sondern nur die Differenzverformung zwischen den beiden Lagerpunkten der Glaselemente.

6 Ausblick

Die baustatische Prüfung der Elbphilharmonie Hamburg stellte sehr hohe Anforderungen an den Prüfenieur und seine Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter. So kamen an diesem Projekt nahezu alle Bauverfahren und Baustoffe vor. Oft wurde sogar Neuland betreten, und es wur-

den Konstruktionen gebaut, die es vorher nach unseren Erkenntnissen in gleicher Form noch nicht gegeben hat. Bei der Anwendung der Bauvorschriften war nicht immer der gewohnte, strikte Weg begehbar, oft waren Auslegungen notwendig, da viele Sonderfälle nicht in den einschlägigen Vorschriften für den üblichen Hochbau berücksichtigt waren. Hier war eine umfangreiche Abstimmung mit der obersten Bauaufsicht notwendig, deren Sitz im Stadtstaat Hamburg glücklicherweise in kurzer Entfernung zum Bauort lag und deren Mitarbeiter immer kurzfristig für Abstimmungen und Diskussionen zur Verfügung standen.

Auch wenn die unterschiedlichen Interessen der Beteiligten nicht zu übersehen waren, so konnte man doch den gemeinsamen Willen verspüren, das Projekt Elbphilharmonie Hamburg zu einem erfolgreichen Abschluss zu bringen.

Bezüglich der Fassade oberhalb des alten Kaispeichers hat sich der ganze Aufwand sicher gelohnt, wie **Abb. 10** andeutet. Natürlich kann das Foto nicht das ganze Spektrum aufzeigen, das ein Interessierter sieht, der die Fassade bei Sonnenschein betrachtet. Doch muss man den Architekten uneingeschränkten Respekt zollen, die sich die spiegelnden Effekte schon in der Entwurfsphase vorstellen konnten. Nun fehlt noch der gleiche Erfolg bei der Akustik des großen Konzertsaals, um das neue Wahrzeichen zu komplettieren. Anfang 2017 wird es dann soweit sein.

7 Quellen

- Bauvorlagen der Architekten Herzog & de Meuron
- Informationsschriften der ReGe Hamburg
- Unterlagen der Bauaufsicht, insbesondere der Prüfstelle für Baustatik
- Unterlagen der Fa. Josef Gartner
- Geprüfte Statische Berechnungen des Aufstellers WGG Schnetzer Puskas
- Geprüfte Statische Berechnungen des Aufstellers Tragkonzept

Abriss oder Sanierung: Warum wird nach Katastrophen das Restrisiko beschädigter Tragwerke so divergent beurteilt?

Wir brauchen den Prüfsingenieur für Katastrophenschutz als neutralen Fachmann für den baulichen Bevölkerungsschutz

Bei den meisten Katastrophen wird auch die jeweils betroffene bauliche Infrastruktur beschädigt oder zerstört, egal ob sie von natürlichen Ursachen, beispielsweise von Hochwasser, Erdbeben, Hangrutschungen, Extremwinden oder Unfällen, oder ob sie von Havarien oder terroristischen Anschlägen ausgelöst worden sind. Da es nach Katastrophen zunächst darum geht, die Einsatzkräfte zu unterstützen, damit Rettungen, Evakuierungen, Versorgungen und Sicherheitsmaßnahmen durchgeführt werden können, ist zuerst regelmäßig die Resttragfähigkeit beschädigter oder einsturzgefährdeter Gebäude, Straßen, Brücken, Tunnel, Dämme oder Hänge zu bewerten. Dabei sind bedeutende Sicherheits- und Risikobetrachtungen anzustellen, in deren Verlauf sich immer wieder ein prinzipielles Dilemma zeigt, das im Bereich der exakten angewandten Naturwissenschaften eigentlich als ausgeschlossen gelten sollte: die Einschätzungen der beteiligten Experten können völlig unterschiedlich sein. Während der eine Experte aus Sicherheitsgründen das Tragwerk als einsturzgefährdet klassifiziert, bewertet der andere Experte das Tragwerk trotz einiger Risiken mit seiner Resttragfähigkeit als eingeschränkt nutzbar. Wie kann so etwas sein? Auch bei den Feuerwehren, beim Technischen Hilfswerk und beim Deutschen Roten Kreuz sind Bauingenieure tätig, sowohl hauptberuflich als auch ehrenamtlich. Doch immer wieder werden Statiker als Experten hinzugezogen, die sich möglicherweise uneinig in der Beurteilung sind. Woran liegt das? Insbesondere sollten in einer solchen Situation die Prüfsingenieure eine deutliche Sprache sprechen, wie der folgende Beitrag immer wieder mit praktischen Beispielen zeigt



Prof. Dr.-Ing. Norbert Gebbeken

ist Ordinarius für Baustatik an der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität der Bundeswehr in München und Prüfsingenieur für Baustatik; als Beratender Ingenieur ist Gebbeken einer der drei Geschäftsführenden Gesellschafter der AJG Ingenieure GmbH in München und als Experte für die Sicherheit baulicher Anlagen, insbesondere nach außergewöhnlichen Einwirkungen, einer der beiden Sprecher des Forschungszentrums Risiko, Infrastruktur, Sicherheit und Konflikt der Universität der Bundeswehr in München

norbert.gebbeken@ajg-ing.de

1 Einführung

Gebäude werden üblicherweise für eine Nutzungsdauer von fünfzig Jahren, Tragstrukturen des Ingenieurbaus für eine Nutzungsdauer von einhundert Jahren ausgelegt. Dabei werden die Einwirkungen zum Beispiel gemäß DIN EN 1991 (EC 1) berücksichtigt. Ihr liegen Modelle für die Einwirkungen zugrunde, die die realen Einwirkungen möglichst gut, aber auf jeden Fall sicher abbilden. In der DIN EN 1991-1-7 (2010-12) werden nur außergewöhnliche Einwirkungen behandelt, Lastannahmen und Lastmodelle werden dort nicht dargestellt. Auch die Resttragfähigkeit von Tragwerken wird explizit ausgeschlossen. Für die Einwirkung aus Erdbeben wird auf DIN EN 1998-1 (EC 8) verwiesen, die aber auch keine Einwirkungen aus Erdbeben angibt. Es lässt sich somit feststellen, dass außergewöhnliche Einwirkungen nicht geregelt sind, bis auf Ausnahmen, die zum Teil in Nationalen Anhängen behandelt werden (zum Beispiel DIN 4149).

Wie sicher sind unsere Tragwerke in der angenommenen Nutzungszeit? Die Antwort lautet: Sie sind sicher im Sinne unserer gesellschaftlichen Risikoakzeptanz. Sicherheit und Risiko? Schließen die sich nicht gegenseitig aus? Nicht erst seit der Fukushima-Katastrophe ist den meisten Menschen der Begriff des Restrisikos geläufig. Die Bemessung der Tragwerke basiert auf einer Sicherheitsphilosophie, die für Bauingenieure in der DIN EN 1990 (EC 0) dargelegt ist. Sie liefert prinzipielle Anforderungen an die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken und beruht auf dem Konzept der Bemessung nach Grenzzuständen mit Teilsicherheitsbeiwerten. Die EN 1990 gilt für neu zu erstellende Bauwerke. Eine akzeptierte Eintretenswahrscheinlichkeit von Schadensfällen im Bauwesen liegt bei etwa 10^{-6} . Betrachtet man die berücksichtigte Eintretenswahrscheinlichkeit außergewöhnlicher Einwirkungen in unterschiedlichen Ländern, so wird deutlich, dass Sicherheit von nationalstaatlichem Interesse ist und deshalb nur relativ bewertet werden kann. Denn Sicherheit beruht auf Risikoakzeptanz und Risiko (Risiko = Eintrittswahrscheinlichkeit x Schadensschwere ($R = H \times S$)). In Deutschland bemessen wir zum Beispiel für ein Hochwasser, das statistisch einmal in einhundert Jahren eintritt, in Holland wird für ein Hochwasser bemessen, das statistisch einmal in einhunderttausend Jahren eintritt. In Deutschland bemessen wir für ein 475-jähriges Erdbeben, in der Schweiz für ein 1200-jähriges Erdbeben. Die Beispiele lassen sich beliebig fortsetzen.

Wir beobachten bezüglich der Sicherheit der baulichen Infrastruktur nicht nur in Deutschland zwei Trends, welche die Sicherheit negativ beeinflussen. Einerseits wird ihre Nutzung weit über die angenommene Nutzungsdauer hinaus verlängert, womit häufig bedrohliche Alterungserscheinungen einhergehen können, und andererseits erhöhen sich gleichzeitig die Einwirkungen, zum Beispiel durch ein erhöhtes Verkehrsaufkommen, durch den Klimawandel mit häufigerem und stärkerem Hochwasser, mit Starkwinden und so weiter. Dadurch öffnet sich die Schere der Unsicherheit.

KATASTROPHENSCHUTZ

Nicht nur Brücken sind hierdurch gefährdet, sondern auch Gebäude. Als Beispiel hierfür kann der Einsturz des Daches der Eissporthalle in Bad Reichenhall am 2. Januar 2006 genannt werden, oder weitere etwa dreißig Einstürze von Tragwerken in den Monaten Januar bis März 2006. In den Medien wurden diese Einstürze als Schneekatastrophe bezeichnet. Es zeigte sich jedoch, dass es zwar viel Schnee gab, dass aber die zulässigen Schneelasten kaum überschritten worden waren. Es sind fast immer die Tragwerke gewesen, die nicht oder nicht mehr hinreichend tragfähig waren. Gründe hierfür können Alterungserscheinungen sein, aber auch die Querschnitts- und Strukturoptimierung typisierter Tragwerke, die alternative Lastpfade ausschließen. Derlei Tragwerke sind zwar standsicher und gebrauchstauglich, sie sind aber nicht robust. Selbst kleinste Fehler der Planung oder Ausführung oder bei der Wartung führen dann schnell zur Katastrophe.

Im Zusammenhang mit Naturkatastrophen sollten die Menschen indes immer daran denken, dass die Natur sich seit jeher *natürlich* verhält. Würden sich die Menschen, als Teil dieser Natur, auch natürlich verhalten, dann gäbe es keine Katastrophen. Das Siedeln in Hochwassergebieten führt unweigerlich zu Überflutungen, an Bruchzonen tektonischer Platten sicher zu Erschütterungen und in lawinengefährdeten Gebieten ebenso sicher zu Einwirkungen aus Lawinen - und so weiter.

Bei Katastrophen wird fast immer die bauliche Infrastruktur betroffen. Es kommt zum Beispiel zu Überlastungen, Erosionen, Unterspülungen, Setzungen, Schäden, Teileinstürzen oder Einstürzen. Die Einsatzkräfte der Polizei, der Feuerwehr, des Technischen Hilfswerkes (THW), des Deutschen Roten Kreuzes (DRK) und der Bundeswehr fordern dabei häufig eine Spezialexpertise an, zum Beispiel eines Statikers. Es wurde nach meiner Kenntnis noch nie nach einem Tragwerksplaner gerufen, sondern immer nur nach einem Statiker, denn, ein Statiker, das weiß jeder, das muss man niemandem erklären, der kann etwas. Die Bereitschaft der Einsatzkräfte bedient sich in solchen Fällen meistens der Listen der Prüfingenieure.

Die Verkehrsinfrastruktur und Gebäude sind im Katastrophenfall im Hinblick auf ihre Nutzbarkeit zu bewerten. Gerade die Verkehrsinfrastruktur wird für Versorgung und Evakuierung benötigt. Bauliche oder technische Erste-Hilfe-Maßnahmen sollen deshalb auch dafür sorgen, Schäden zu reduzieren oder ganz zu vermeiden. Bereits eingetretene Schäden müssen dann schnell und sicher bewertet werden. Wer hat hierfür die nötige Fachkenntnis? Selbst Sachverständige für Schäden an Gebäuden beschäftigen sich nicht mit jenen Schäden, die bei Katastrophen auftreten. Im Studium lernen angehende Bauingenieure den Entwurf und die Berechnung intakter baulicher Strukturen. Soweit ich es überblicken kann, gibt es keine Weiterbildung für die Beurteilung der Rest-Tragfähigkeit beschädigter Tragwerke. Auch die Weiterbildungen zur DIN 1076 (Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Brücken – Überwachung und Prüfung) oder zur Nachrechnungsrichtlinie (Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand) behandeln andere Fragen als die, die bei einer Katastrophe zu beantworten sind. **Abb. 1** zeigt eine vom Hochwasser beschädigte Brücke. In



Foto Norbert Gebeken

Abb. 2: Die eingestürzte Eislaufhalle in Bad Reichenhall

diesem Fall war es aufgrund der zu überbrückenden Spannweite optimal, eine mobile Behelfsbrücke (Krupp-D-Brücke, Brückenklasse 30) aus dem Bestand des THW zu errichten, wofür die Brückenbautrups des THW gut geschult sind.

Zum Jahreswechsel 2005/2006 fielen im Osten Europas und in den Alpen so ergiebige Schneefälle, dass etwa dreißig Hallen, landwirtschaftliche Gebäude und Supermärkte einstürzten. Die schlimmste Katastrophe ereignete sich jedoch am 2. Januar 2006 in Bad Reichenhall, wo fünfzehn Menschen zu Tode kamen als das Dach einer Eislaufhalle einstürzte. Eine der ersten Aufgaben der Rettungskräfte war es dort, den Trümmerhaufen zu inspizieren, zu bewerten und zu stabilisieren, um Hohlräume zu sichern, in denen sich hätten Verschüttete befinden können, und um sichere Bedingungen für die Rettungskräfte zu schaffen (**Abb. 2**). Neben der Polizei und der Feuerwehr waren auch das THW, die Bergwacht und das Bayerische Rote Kreuz (BRK) im Einsatz. Zusätzlich bediente sich die Einsatzleitung des Fachwissens von Prüfingenieuren und des Kriseninterventionsteams. Der Trümmerhaufen wurde mit Tachymetern beobachtet, um mögliche Bewegungen zu erkennen. Mobilkräne hielten Stützen und Bauteile in ihrer Lage fest. Zum Auffinden von Verschütteten wurden Suchhunde eingesetzt. (Heute gibt es hochsensible Sensoren, die sogar die Herzschläge von Verschütteten zu erkennen und zu orten in der Lage sind.)

Nachdem die Opfer geborgen worden waren, begann sogleich das staatsanwaltschaftliche Beweissicherungsverfahren, an dem auch Prüfingenieure und Wissenschaftler beteiligt waren. Parallel dazu setzte der damalige bayerische zuständige Staatsminister ein Untersuchungsgremium ein, das die bayerische Staatsregierung zu beraten und Maßnahmen auszuarbeiten hatte, die geeignet sind, derartige Katastrophen künftig zu verhindern.

Eines der Ergebnisse dieser Untersuchungen war die Feststellung, dass die Konstruktion des Eislaufhallendaches aus verschiedenen Gründen (unter anderem aufgrund einer fehlenden Zulassung (ZiE) und versäumter regelmäßiger Wartung) nicht den notwendigen Qualitätsanforderungen entsprach. Deshalb wurde das Untersuchungsgremium beauftragt, eine Handlungsanweisung für die wiederkehrende Überprüfung von Tragwerken zu erarbeiten. Diese bayerische Handlungsanweisung wurde in der Konferenz der Bauminister der Länder (ARGEBAU) beraten, für alle Bundesländer verabschiedet und 2008 in die VDI-Richtlinie 6200 (Standicherheit von Bauwerken; Regelmäßige Überprüfung) überführt. Auch diese Richtlinie beschäftigt sich aber nur



Foto THW OV Fürth

Abb. 1: Durch Hochwasser zerstörte Bogenbrücke, mobile Behelfsbrücke, errichtet vom Technischen Hilfswerk

mit der Erkennung von Schäden und gibt Hinweise nur für die Sanierung beziehungsweise Ertüchtigung von Tragwerken, nicht aber für die Bestimmung der Resttragfähigkeit beschädigter Tragwerke.

Neben der erwähnten VDI-Richtlinie existieren sowohl in Deutschland als auch im Ausland weitere Richtlinien für die qualitative Bewertung und Einstufung geschädigter baulicher Infrastruktur, nämlich:

- die der US-amerikanischen Federal Emergency Management Agency (FEMA), die 1991 ihre FEMA-Richtlinie 213 veröffentlichte, in der Schäden grundsätzlich qualitativ kategorisiert werden (Answers to questions about substantially damaged buildings);
- eine Serie von Richtlinien zu diesem Thema, die das US-Department of Homeland Security (DHS) herausgibt:
 - (DHS Field Guide for Building Stabilization and Shoring Techniques BIPS 08/October 2011),
 - DHS Buildings and Infrastructure Protection Series Preventing Structures from Collapsing to Limit Damage to Adjacent Structures and Additional Loss of Life when Explosives Devices Impact Highly Populated Urban Centers BIPS 05/June 2011;
- die THW-Richtlinie 2008, die Dipl.-Ing. Holger Hohage vom THW Witten veröffentlicht hat (Einsatztaktik bei Gebäudeschäden);
- außerdem existiert eine Feuerwehr-Richtlinie, die „Hinweise für Maßnahmen der Feuerwehr und anderer Hilfskräfte nach Gebäudeeinstürzen“ enthält (vdfb 03/01).

Diese Richtlinien verhelfen den Einsatzkräften zu jenem Wissen, das sie für dringende und schnelle Entscheidungen und für die *qualitative* Bewertung von Schäden vor Ort benötigen. Doch keine dieser Regeln beschäftigt sich mit der *quantitativen* Bestimmung ihrer Resttragfähigkeit. Diese wird jedoch im Einsatzfall akut benötigt, insbesondere dann, wenn Risikobewertungen angegeben werden müssen. Wer entscheidet? Letztendlich der professionelle Einsatzleiter, der selbst Erfahrung hat und sich von jeweiligen Experten beraten lässt. Doch wer ist Experte? Er soll jemand mit entsprechender Sachkenntnis und mit einschlägiger Erfahrung sein. Und den gibt es nicht. Jedenfalls nicht außerhalb der Einsatzorganisationen, wie Feuerwehr, THW und DRK-Organisationen. Das führt dazu, dass Experten zu völlig unterschiedlichen Bewertungen gelangen, was wiederum nicht dazu führt, dass Ingenieurkompetenz bewiesen wird.

Nun gibt es aber gerade bei der Feuerwehr auch Bauingenieure, wie auch beim THW und beim DRK. Darüber hinaus werden meistens Freiwillige der Zivilschutzorganisationen zu sogenannten Baufachberatern ausgebildet. Deren Kompetenzen sind im Einsatzfall enorm wichtig, doch sie ersetzen nicht das Wissen eines Statikers, der beeinträchtigte bauliche Infrastruktur quantitativ bewerten kann. An den Hochschulen wird dieses Thema nicht behandelt. Das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) hat versucht, eine Gruppe von Prüfingenieuren zu formieren (AK Katastrophenschutz), die sich des Themas annehmen sollte.

Die Universität der Bundeswehr (UniBw) hat gemeinsam mit der Wasserwacht des Bayerischen Roten Kreuzes im Jahr 2006 ein Curriculum „Fachberater Hochwasserschutz“ erarbeitet, weil zuvor kurz aufeinander folgende Jahrhunderthochwasser deutlich gemacht hatten, dass mehr speziell ausgebildete Fachberater benötigt werden. In der Zwischenzeit wird der Kurs durch die Wasserwacht bundesweit angeboten, und die gute Zusammenarbeit zwischen der UniBw und der Wasserwacht wurde 2011 durch die Verleihung der Wasserwacht-Medaille an das UniBw-Team hervorgehoben (Abb. 3a und Abb. 3b).



Fotos: BRK-Wasserwacht

Abb. 3 a: Kurs Fachberater Hochwasserschutz der Wasserwacht des Bayerischen Roten Kreuzes: Bodenuntersuchungen



Abb. 3 b: Verleihung der Wasserwacht-Medaille des Bayerischen Roten Kreuzes an das Team der Universität der Bundeswehr München (von links: der damalige bayerische Staatsminister der Finanzen, Georg Fahrenschon, Professor Conrad Boley (UniBw Geotechnik), Dr. Helmut Kulisch (UniBw Hydromechanik und Wasserbau), Professor Norbert Gebbeken (UniBw Baustatik) und die Schirmherrin der BRK-Wasserwacht, die bayerische Staatsministerin für Umwelt und Verbraucherschutz, Ulrike Scharf

2 Beispiele für Divergenzen zwischen den Wertungen verschiedener Experten

2.1 Alpines Hochwasser August 2005

In der dritten Augustwoche 2005 wanderte das meteorologische Tief „Norbert“ vom Südosten Europas nach Westen und erfasste mit seiner ganzen Wucht die Alpenregion. Nach drei Tagen Dauerregen waren alle Speicher gefüllt, und selbst der Boden konnte kein Regenwasser mehr aufnehmen. In der Nacht vom 23. auf den 24. August ereigneten sich katastrophale Sturzfluten und Hangrutschungen (Abb. 4 und Abb. 5). Innerhalb von sechs Stunden ergab sich Folgendes:

- Hangrutschungen (klein- und großräumig);
- Damnbrüche;
- Teil- und Totalzerstörung baulicher Infrastruktur:
 - Straßen,
 - Autobahnen,
 - Gleise,
 - Brücken,
 - Tunnel;
- Schäden und Zerstörung infolge:
 - Hangrutschungen,
 - Setzungen,
 - Überlastung infolge Geschiebetransports,
 - Überlastung durch hydrodynamischen Druck,
 - Anprall von Containern, Baumstämmen, Autos, etc.;
- Unterspülung von Fundamenten;
- Erosion;
- Steinschlag.

Weitere Konsequenzen waren:

- Ausfall der Telekommunikation für fast drei Tage (mobil und Festnetz);
- Ausfall der Wasserversorgung (Trinkwasser, Dusche, Toilettenspülung, etc.);
- Ausfall der Stromversorgung;
- Umweltverschmutzung (beispielsweise Öl, Abwasser, etc.);
- Feuchtigkeit in Wänden, Böden und Wärmedämmungen und sofortige Schimmelbildung;
- Zerstörung von Wohnungseinrichtungen;
- Zerstörung von Werkstätten und Fabriken.

Mit der Ankündigung der Katastrophe in den Wetternachrichten begannen Erste-Hilfe-Maßnahmen der Feuerwehr, des technischen Personals der Gemeinden und ortsansässiger (Tief-)Baufirmen:

- Errichtung von Dämmen zum Schutz von Häusern;
- Schutz von Schwachstellen an Häusern;
- Entfernung von Verkläunungen und Hindernissen;
- Vorbereitung von Evakuierungsmaßnahmen;
- Räumung von Erdgeschossen und Lagern;
- Hangschutzmaßnahmen;
- Inspektionen und Kontrollen;
- und weitere.

Bei einer Kontrollfahrt wurde festgestellt, dass der Lech im Ortsteil Zug den Fuß eines Hanges so stark erodiert hatte, dass ein kompletter Hangrutsch zu befürchten war, der die Standsicherheit von Häusern gefährdet hätte (Abb. 4 a und Abb. 4 b). In Abbildung 4 a sind der



Fotos: Norbert Gebbeken

Abb. 4 a.: Hangrutsch, Folienschutz



Abb 4 b: Hangstabilisierung und Wildbachverbau

Hangrutsch und die Schutzfolien zu erkennen. Sie wurden ausgerollt, um das weitere Eindringen von Regenwasser in den Hang zu vermeiden. In Abbildung 4 b sieht man den Wildbachverbau und die Hangstabilisierung mit Stahlprofilen, wie sie in ähnlicher Weise auch beim Lawinnenverbau eingesetzt werden.

Die Sturzfluten transportierten Geschiebe mit Steindurchmessern von bis zu einem halben Meter. In Häusern war die Mächtigkeit der Geschiebeablagerung bis zu 1,35 Meter und außerhalb noch höher (Abb. 5 a). Dies führte zu Deckenbelastungen, die bis zu viermal größer waren als die Bemessungslast. Hierdurch entstanden verteilte Risse in den Stahlbetondecken. Die Einsatzkräfte und örtliche Statiker beurteilten den betroffenen Baukörper als abrisstreib.

Ich habe diese Risse im Hinblick auf Verteilung, Rissweite, Risslängen und Ursache (Biegeriss, Schubriss) begutachtet und festgestellt, dass die meisten Risse weniger als 0,4 Millimeter breit waren. Darüber hinaus habe ich die Höhenlage der Decken vermessen. Dies führte zur Bewertung, dass die Bewehrung offensichtlich nicht plastiziert worden war. Der Beton war in den Druckbereichen und zwischen den Rissen intakt. Die Schäden waren also reparabel.

Sämtliche Risse wurden an den Decken und Trägern nachgezeichnet und vermessen, und die Rissweiten wurden neben die Risse geschrieben. Dann wurden die markierten Risse fotografiert. Die Fotos dienten der Ausschreibung der Sanierung. Die Risse wurden entweder kraftschlüssig mit Epoxdharz oder mit hochwertigem Polyurethanharzen



Abb. 5a: 1,35 Meter Geschiebe auf einer Tiefgaragendecke

verpresst. Die Sanierung der Hotelanlage war drei Monate nach der Katastrophe abgeschlossen, rechtzeitig zur Eröffnung der Wintersaison.

Die betroffenen Eigentümer fragten sich aber berechtigterweise, wie die Expertenmeinungen so weit auseinanderliegen können, in diesem Fall zwischen Abriss und Sanierung. Auch dieses Beispiel macht deutlich, dass dringend eine einschlägige Erfahrung eingefordert werden muss.

Die Aufgabe des Katastrophenschutzexperten war die Beratung der Einsatzkräfte in allen Belangen der Standsicherheit betroffener baulicher Infrastruktur gemäß den obigen Aufzählungen.

2.2 Kontrollierte Sprengung einer Fliegerbombe aus dem Zweiten Weltkrieg

Bei Ausschachtungsarbeiten wurde am 27. August 2012 auf einer Baustelle in Schwabing eine 250-kg-Fliegerbombe gefunden. **Abb. 6** zeigt den Bauplatz, an dem einige Gebäude, um Platz für Neubauten zu schaffen, abgerissen worden waren, und deren umgebende Bestandsbebauung. Experten des Kampfmittelräumdienstes inspizierten die Bombe und stellten fest, dass der Zünder nicht zu deaktivieren war. Darüber hinaus war ein Abtransport der Bombe zu gefährlich. Die Bombe musste vor Ort kontrolliert gesprengt werden. Die Einsatzkräfte von THW, Feuerwehr und Polizei sowie Verantwortliche der Stadt München und des Kampfmittelräumdienstes entschieden sich umgehend für folgende Sicherheitsmaßnahmen:

■ Einrichtung von Sicherheitszonen:

- Sicherheitszone 1: 300-Meter-Radius: Evakuierungszone,
- Sicherheitszone 2: Jenseits der 300-Meter-Evakuierungszone dürfen die Bewohner innerhalb eines 1000-Meter-Radius ihre Gebäude nicht verlassen,



Foto: Google Earth

Abb. 6: Fundort (roter Pfeil) der Fliegerbombe



Fotos: Norbert Gebbeken

Abb. 5 b: Inspektion und Vermessung von Rissen im Beton

- Vorbereitung von Notunterkünften für circa 2000 Menschen mit Nachtlager.

Parallel dazu musste die bauliche Bestandsinfrastruktur bewertet werden. Die meisten Gebäude in Schwabing bestehen aus Mauerwerk (**Abb. 6**). Sie sind bis zu hundert Jahre alt und fast alle in sehr gutem Zustand. Die Fenster haben beinahe ausschließlich eine Wärmedämmverglasung. Die Eingangstüren sind aber zum Teil noch im originalen Zustand mit Einfachverglasung. Die Gebäude werden größtenteils zum Wohnen und als Büroräume genutzt und haben meistens fünf Stockwerke. In den Erdgeschossen befinden sich zumeist Läden und Gastronomiebetriebe. Die Gebäudehöhen betragen etwa zwanzig Meter. In Abbildung 6 ist links das grüne Dach der U-Bahn-Station "Münchener Freiheit" zu erkennen. Hier verkehren die U-Bahn-Linien U3 und U6 ungefähr einhundert Meter vom Fundort der Bombe entfernt. Die kürzeste Entfernung der Bombe zu einer Mauerwerkswand betrug rund zehn Meter, danach dreißig und vierzig Meter. Diese der Bombe zugewandten Wände hatten keine Öffnungen. Die Häuserfassaden auf der gegenüberliegenden Straßenseite hatten einen Abstand zur Bombe von etwa zwanzig Meter und mehr. Diese Gebäude sind alle jüngeren Datums und haben im Erdgeschoss großflächige Glasfenster.

Mithilfe dieser Bestandsaufnahme konnten Gefährdungsanalysen durchgeführt werden. Die Detonation einer Bombe bewirkt: Stoßwellen im Boden (ähnlich wie ein Erdbeben), Luftstoßwellen mit Mehrfachreflexion und Tunnel-Effekten durch die Bebauungssituation, sehr scharfe Bombensplitter unterschiedlicher Größe, umherfliegende Bruchstücke (zum Beispiel von Fassadenteilen) und Glassplitter sowie einen Feuerball.

Um den Luftstoß, die Bombensplitter und den Feuerball vollständig zu beherrschen, ist eine vollständige Verdämmung der Bombe notwendig. Sie erfordert Spezialmaßnahmen, die oft nicht unmittelbar verfügbar sind, und sie hätte in diesem Fall dazu geführt, dass die gesamte Detonationsenergie in den Boden eingeleitet wird. Dadurch hätten sowohl unterirdische Anlagen (Sparten, Versorgungsleitungen, Kanäle und so weiter) als auch der U-Bahn-Tunnel und die U-Bahn-Station beeinträchtigt werden können. Keine Verdämmung der Bombe hätte in der näheren Umgebung erhebliche Schäden an Fenstern, Türen, Fassaden und Mauerwerkswänden zur Folge gehabt und in der weiteren Umgebung noch Gefährdungen durch umherfliegende Splitter. Dieser Zielkonflikt musste gelöst werden, unter der Randbedingung, dass die Materialien für eine teilweise Verdämmung der Bombe schnell hatten verfügbar sein müssen, denn durch die Evakuierungssituation ergab

KATASTROPHENSCHUTZ

sich ein erheblicher Zeitdruck. Die Lösung war eine Teilverdämmung mit schnell verfügbaren Materialien (**Abb. 7**), die den Druckstoß im Boden minimiert, den Luftstoß so begrenzt, dass Mauerwerksschäden auszuschließen sind, Splitter auffängt und den Feuerball eindämmt. Schäden an Fenstern und Fassaden konnten nicht ausgeschlossen werden. Soweit es die Zeit und verfügbare Baumaterialien erlaubten, wurden einzelne Fenster noch verbarrikiert.

Warum ergab sich der Zeitdruck? Die Bombe war am 27. August entdeckt worden. Noch am selben Tag wurde mit den Evakuierungen begonnen. Am 28. August wurden die betroffenen Menschen, die in Notunterkünften untergebracht worden waren und bereits eine Nacht hier verbracht hatten, immer besorgter, obwohl die Sicherheitszone 1 hermetisch abgeriegelt worden war und durch Sicherheitspersonal kontrolliert wurde. Deswegen wurde unter Beachtung der Rahmenbedingungen und der Hinweise des Kriseninterventionsteams entschieden, die Bombe am 28. August zu sprengen, und zwar gegen 22 Uhr.

Die Bombe selbst war inzwischen mit Stahlgitterkörben, die mit Sandsäcken gefüllt worden waren, bis zu einer Höhe von etwa zwei Metern seitlich verdämmt (**Abb. 7**).

Oberhalb der Bombe wurden wegen der schnellen Verfügbarkeit Strohballen aufgestapelt, die gewässert wurden. Die Wände der direkt benachbarten Gebäude wurden im unteren Teil mit aufgestapelten Strohballen geschützt.

Etwa um 18 Uhr begannen Rundfunk, Fernsehen und Polizei mit der Ankündigung der Sprengung für 22 Uhr und gaben Anweisungen für das Verhalten der Menschen. Um 21:54 Uhr erfolgte die kontrollierte Sprengung.

Für die Experten war das Sprengergebnis wie erwartet. Doch durch die Schäden an Fenstern und Fassaden sowie durch einen Folgebrand war der Eindruck, den die Medien und die Bevölkerung gewannen, „verheerend“. In den Medien tauchten erste Berichte auf von circa zwanzig einsturzgefährdeten Gebäuden. Mit Hilfe von an der Universität der Bundeswehr entwickelten Methoden konnte indes schnell gezeigt werden, dass maximal drei Gebäude für Mauerwerksschäden möglicherweise maßgebliche Drücke erlitten hatten. Weil aber die der Bombe am dichtesten zugewandte Wand keine Schäden aufwies, konnte geschlossen werden, dass kein Gebäude einsturzgefährdet war.



Abb. 7: Seitliche Verdämmung der Bombe mit Stahlkörben, gefüllt mit Sandsäcken; Situation nach der Sprengung



Foto Norbert Gebbeken

Abb. 8 a: Situation nach der Sprengung: zerbrochene Fenster, die mit Folie notdürftig geflickt worden sind



Foto: Münchener Abendzeitung

Abbildung 8 b: Situation nach der Sprengung: Bombsplitter, Fundort etwa 650 Meter abseits der Sprengung

Allerdings ergaben sich nicht erwartete Fensterschäden in Nachbarstraßen. Diese verdeutlichen, dass nur mit hochkomplexer und spezieller Software, die die bebaute Umgebung detailgetreu modellieren, ein Explosionszenario realitätsnah numerisch modelliert werden kann. Überschlagsformeln können nur idealisierte Fälle erfassen, wie zum Beispiel eine ungehinderte Explosion im Freifeld. Aber sie liefern zumindest zu erwartende Größenordnungen für Explosionsdrücke. Ein Fragment der Bombenhülle von etwa einem Kilogramm Masse flog etwa 650 Meter weit und damit über die Sicherheitszone 1 (300 Meter) hinaus (**Abb. 8a** und **Abb. 8b**). Derartige Szenarien lassen sich auch heute noch nicht realitätsnah numerisch simulieren. Es liegen bei der Bundeswehr aber Datenbanken vor, in denen die statistische Auswertung von Bombendetonationen im Hinblick auf Splittergröße, Splitterverteilung und Flugweiten statistisch ausgewertet sind.

Leider ergaben sich Sekundäreffekte, die dazu führten, dass einige Bewohner nicht unmittelbar wieder in ihre Wohnungen konnten. Durch gesplitterte Fenster waren Einrichtungen beschädigt und durch Verbrennungsgase des Explosivstoffes, die durch die Fenster eindrangten, waren Möbel, Teppiche und Einrichtungen kontaminiert.

In diesem Fall bestand die geforderte Fachkenntnis des Prüffingenieurs aus Spezialkenntnissen über Waffenwirkungen auf Gebäude und deren Auswirkungen, nämlich:

- die Bestimmung möglicher Explosionsdruck-Zeit-Verläufe unter unterschiedlichen Randbedingungen mit
 - Näherungsmethoden für deren schnelle Abschätzung,
 - realitätsnahen numerischen Simulationen mit expliziter Zeitintegration,
- Bestimmung der Gefährdung durch Bombenfragmente,
- Grundlage für die Ausweisung von Sicherheitszonen,
- Vorhersage möglicher Gebäudeschäden,

- Festlegung von Verdämmungsmaßnahmen,
- Festlegung von Schutzmaßnahmen,
- Beratung von Einsatzkräften,
- Erfassung und Bewertung struktureller Schäden.

In Deutschlands Böden liegen noch immer hunderttausende nicht entdeckter Weltkriegsbomben. Die meisten bisher gefundenen Bomben konnten entschärft werden. Doch allein im Jahr 2014 wurden über ein tausend Bomben in Deutschland gefunden, und mehrere mussten an der Fundstelle kontrolliert gesprengt werden (zum Beispiel am 31. Januar in Köln, am 23. Februar in Osnabrück/Belm, am 19. März im Osterzgebirge, am 13. Juni in Leipzig, am 31. Juli in der Dippoldiswalder Heide und am 20. August am Offenbacher Autobahnkreuz). Hierdurch ergibt sich ein Handlungsbedarf, um Schäden beim kontrollierten Sprengen in urbanen Räumen zu minimieren.

3 Abschließende Anmerkungen

Im Verlauf unterschiedlicher Katastrophen, unabhängig davon, ob es sich um Naturkatastrophen, Unfälle, Havarien, Weltkriegsbomben oder terroristische Aktivitäten handelte, wurde die spezielle Fachkenntnis von Prüfsingenieuren angefordert. Hierbei muss die Frage beantwortet werden, wer die hinreichende einschlägige Erfahrung für den Einsatz im Katastrophenfall hat. Divergierende Bewertungen von Prüfsingenieuren bezüglich Schäden und Resttragfähigkeiten sind nicht imagefördernd.

Es gibt in Deutschland wahrscheinlich nur einige wenige Prüfsingenieure, die sich mit dem baulichen Schutz bei Explosion beschäftigen. Nur zwei von ihnen sind Mitglied in der International Association of Protective Structures. Die Weiterbildung „BauProtect“ der Universität der Bundeswehr wird nur vereinzelt von Mitarbeitern der einschlägigen Prüfsingenieure besucht, und die Kammerweiterbildung „Hochwasserschutz – baulicher Bevölkerungsschutz“ musste 2014 mangels Interesses abgesagt werden. Das macht nachdenklich.

Wir alle haben als Bauingenieure ein sehr gutes Studium absolviert, das uns bauliche Infrastruktur zu planen, zu entwerfen, zu berechnen, zu prüfen, zu überwachen und zu bewerten befähigt. Das alles gilt aber nur für die Gültigkeit der Annahmen, dass die Tragwerke zumindest standsicher, gebrauchstauglich, dauerhaft und nachhaltig im idealen Sinne sind. Die Grundlagen hierfür sind weitgehend deterministischer Natur. Selbst wenn wir aber Experten für Schäden an Gebäuden sind oder wenn wir Brücken und Gebäude wiederkehrend überprüfen, errechnen wir keine quantitative Resttragfähigkeit. Auch die Nachrechnungsrichtlinie behandelt die quantitative Ermittlung von Schadenseinflüssen nicht.

Im Katastrophenfall ist plötzlich alles ganz anders. Es zählen Statistik und Probabilistik. Risiko und Sicherheit müssen unmittelbar und sofort bewertet werden: Nicht genormte Einwirkungen sind aufgetreten; nicht genormte Schäden sind zu bewerten. In der Güterabwägung geht es häufig darum, Menschenleben zu retten.

Das gelernte Ingenieurgefühl ist dabei überfordert. Im Grunde fehlt uns deshalb ein forensischer Ansatz. Wir benötigen aber nicht jene Art von Forensik, die wir als Gerichtsgutachter benötigen, sondern eine Forensik, die uns lehrt, was wir mit der zerstörten baulichen Infrastruktur noch anstellen können, um Menschen zu retten, Rettungskräfte zu schützen und einen sicheren und wirtschaftlichen Wiederaufbau zu ermöglichen.

Aufgrund meiner einschlägigen Erfahrungen auf diesem Sektor plädiere ich deshalb für die Ausbildung und Etablierung von *Prüfsingenieuren für den Katastrophenschutz*. Sie werden gebraucht und können der Gesellschaft einen guten und vor allem dringend benötigten Dienst erweisen, auch und gerade in dieser unserer Zeit des unaufhaltsamen Klimawandels mit seinen ungewöhnlichen und unüblichen Wetterereignissen. Wetterkapriolen und Katastrophen jedweder Art sind nicht vorhersehbar und nicht planbar, und schon gar nicht normierbar. Umso akuter wird grundlegendes spezielles Fachwissen im Leibniz'schen Sinne benötigt: *theoria cum praxi*.

4 Crossmedia-Hinweise zum Thema

- 1 National Geographic Channel (2006): Broadcast: The Death Trap (Gebbeken Experte)
- 2 Gebbeken N. (2012) Schwabinger Bombe, <http://www.tz.de/muenchen/stadt/bombe-schwabing-aktuell-ticker-neu-2480033.html>
- 3 Gebbeken N. (2012) „Nach der Schwabinger Bombe“, <http://www.bayika.de/de/presse/infos2012/2012-08-29.php>
- 4 M 94.5 (2012), http://www.m945.de/buntes/schwabing_nach_der_bombe.html.
- 5 Gebbeken N. Interview BR-alpha TV (2013) <http://www.br.de/fernsehen/ard-alpha/sendungen/alpha-forum/norbert-gebbeken-sendung-100.html>
- 6 Gebbeken N. auf SWR, Thema Erdbeben: <http://www.swr.de/blog/diedurchblicker/2013/06/25/erdbeben-im-labor-wie-wissenschaftler-mit-einer-ruettelplatte-die-baustatik-testen/>
- 7 Gebbeken, N.: Safety of Infrastructures – Are our buildings safe? Scientific Research for a Safer Tomorrow, UniBwM, München 2007 Eigenverlag, 8-11
- 8 Gebbeken N.: Aspects of Integrated Safety and Security for the Built Infrastructure. In: Beyerer Jürgen (Ed.), Future Security, Karlsruhe, Universitätsverlag, 2007, ISBN: 978-3-86644-147-7, 64-68
- 9 Gebbeken, N.; Baumhauer, A.: „In situ“ Ermittlung der Tragfähigkeit von Brücken. Bautechnik, 85 (2008) Heft 4, ISSN 0932-8351, 233-246
- 10 Gebbeken N., Döge T., Pietzsch A.; Steyerer: Resttragfähigkeitsanalyse. In: Thoma K., Gebbeken N.: (Hrsg.), BauProtect, ISBN 78-3-8396-0151-8, 2010, 125-131
- 11 Gebbeken N., Videkhina I., Pfeiffer E.: Semantische Infrastrukturmodelle für standardisierte Vulnerabilitäts- und Schwachstellenanalysen und Krisenmanagementprozesse. In: Thoma K., Gebbeken N.: (Hrsg.), BauProtect, ISBN 78-3-8396-0151-8, 2010, 299-308
- 12 Disse M., Gebbeken N., Boley C., Penn J.: Fachberater Hochwasserschutz. München, Bayerisches Rotes Kreuz, Referat Wasserwacht, Auflage 2010, 1-306
- 13 Pressemitteilung Wasserwacht Bayern (BRK) 14.05.2010: Wasserwacht Bayern schult Fachberater Hochwasserschutz. <http://www.wasserwacht.de/entry/detail/id/2733/Wasserwacht+Bayern+schult+Fachberater+Hochwasserschutz.html>
- 14 Pressemitteilung Bayerische Ingenieurekammer Bau 20.04.2010: Bayernweit erstmaliger Lehrgang: Bauingenieure bilden Mitglieder der Wasserwacht fort – Mehr Sicherheit bei Hochwasser. <http://www.bayika.de/de/presse/infos2010/2010-04-20.php>
- 15 Hochwasserschutz 28.04.2010: Mehr Sicherheit bei Hochwasser. http://www.business-on.de/muenchen/fachberater-hochwasserschutz-sicherheit-universitaetbundeswehr-muenchen-oliver-mignon-_id8774.html

- 16 Gebbeken N.: Bauingenieure und Architekten beim Katastrophenschutz und beim (Wieder-)Aufbau. In: Hofstetter G., Beer G.: (Hrsg.), Baustatik Baupraxis, ISBN 978-3-85125-115-9, Graz, 2011, 107-114
- 17 Gebbeken N., Teich M.: Zur Sicherheit kritischer Infrastrukturen unter außergewöhnlichen multiplen Gefährdungen. Berlin Verlag Ernst & Sohn Bautechnik 88 (2011) Heft 10, 663-667, ISSN 0932-8351
- 18 Becker S., Gebbeken N.: Risk assessment of bridges based on the expert system approach. In: Gebbeken N., Keuser M., Mangerig I. (Eds.), Proceedings Munich Bridge Assessment Conference, University of the Bundeswehr, Germany, CD (2012)
- 19 Gebbeken N., Braun M, Hachmann T., Yilmaz H.: Earthquake Engineering – Reconnaissance and Assessment of Existing Buildings. International Journal of Protective Structures, Multi-Science Publishing Co Ltd. UK, ISSN 2041-4196, Volume 3 Number 4, 2012, 375-388
- 20 Gebbeken N., Klaus M., Thoma K. (Hrsg.): Bau-Protect 2012. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München, Nr. 12/5, ISSN 1431-5122, 2012, 1-311
- 21 Larcher M., Gebbeken N., Döge T.: Safety and Security of Urban Areas Through Innovative Architectural and Structural Concepts. In: Gebbeken N., Klaus M., Thoma K. (Hrsg.): Bau-Protect 2012. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr München, Nr. 12/5, ISSN 1431-5122, 2012, S. 272
- 22 Gebbeken N., Weigl W.: Baulicher Hochwasserschutz - Wasserabweisende Materialien verwenden. Bayerische Staatszeitung Nr. 42, Freitag 18. Oktober (2013)
- 23 Gebbeken N., Hübner M.: Threat to Buildings by Clearing Unexploded Ordnance Devices - Munich Example. ISIEMS-ICPS, Potsdam, Germany, Conference Proceedings DVD, 2013
- 24 Gebbeken N.: The role of civil engineers as first responders in disaster management. In: Stewart M. (Ed.): Proceedings Third International Conference of Protective Structures, Newcastle Australia 2015

HERAUSGEBER

Bundesvereinigung der Prüfengeiere für Bautechnik e.V.
Dr.-Ing. Markus Wetzel, 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: RedaktionsBueroWerwath@t-online.de

TECHNISCHE KORRESPONDENTEN

Baden-Württemberg: Dr.-Ing. Frank Breinlinger, Tuttlingen

Bayern: Dr.-Ing. Markus Staller, Gräfelfing

Berlin: Dipl.-Ing. J.-Eberhard Grunenberg, 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. Günther Freis, Bernkastel-Kues

Saarland: Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

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

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

Schleswig-Holstein: Dipl.-Ing. Kai Trebes, Kiel

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

BVPI/DPÜ/BÜV/vpi-EBA: Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann

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 Prüfengeiere für Bautechnik gehalten worden sind.

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

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

Auflage: 5000 Exemplare

