



# Der Prüferingenieur

---

23 Oktober 2003

---

**Seite 4**

Prüferingenieure im Wandel der Zeit

**Seite 19**

Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Decken im Hochbau

**Seite 29**

Ingenieurmäßige Nachweise zum vorbeugenden baulichen Brandschutz

**Seite 38**

Kritische Anmerkungen zu Belastungsversuchen

**Seite 47**

Brandschutztechnische Bemessung von Stahl- und Stahlverbundbauteilen

**Seite 53**

Neue Technologien für Belastungsversuche an Brücken



# INHALT

## EDITORIAL

Dr.-Ing. Günter Timm:  
Prüfingenieure im Wandel der Zeit **4**

## NACHRICHTEN

- „Unsere Arbeitstagen sind ein immer wichtiger werdendes Mittel der Weiterbildung **6**
- EBA-Arbeitskreise haben den ersten Arbeitszyklus beendet **9**
- Neue „Empfehlungen“ des Arbeitskreises für Baugrunddynamik **9**
- Zielsicher und praxisorientiert: Dr.-Ing. Günter Timm wurde **65 10**
- Praxisseminare zur Einführung der DIN-Fachberichte 103/104 **11**
- Peter Henke neuer Vorsitzender in Bayern **11**
- Neue Richtlinie für die Vergütung der Prüfung von Ingenieurbauwerken aus der Sicht der BVPI **12**
- Der Sicherheitsstandard bei Bauwerken sinkt dramatisch **14**
- Verbände und Kammern rufen wider die „Normenflut gegen den Ingenieurverstand“ auf **15**
- BÜV-Empfehlungen für die Prüfung von Windenergieanlagen **16**
- Timm wurde Ehrenmitglied des Deutschen Betonvereins **16**
- Auch die 51. Freudenstädter Arbeitstagung war ein Erfolg **17**
- Josef Steiner wurde **60 18**
- Triebischtal dankt für die große Spende **18**

## DECKENTRAGWERKE

Univ.-Prof. Dr.- Ing. Josef Hegger:  
Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Decken im Hochbau **19**

## BRANDSCHUTZ

Dr.-Ing. Friedrich Mehl:  
Ingenieurmäßige Nachweise zum vorbeugenden baulichen Brandschutz **29**

## TRAGWERKSPLANUNG

Univ.-Prof. i. R. Dr.-Ing. Ulrich Quast:  
Kritische Anmerkungen zu Belastungsversuchen **38**

## STAHLBAU

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann:  
Brandschutztechnische Bemessung von Stahl- und Stahlverbundbauteilen **47**

## BRÜCKENBAU

Prof. Dr.-Ing. Klaus Steffens/Dr.-Ing. Marc Gutermann:  
Neue Technologien für Belastungsversuche an Brücken **53**

## IMPRESSUM **67**

# Prüfingenieure im Wandel der Zeit

*Neue Aufgaben und neue Rahmenbedingungen sind eine Herausforderung, der sich die Prüfingenieure stellen*

Die Musterbauordnung (MBO) aus dem Jahr 2002 kündigte es an: Eine Vereinheitlichung der Landesbauordnungen ist angestrebt, durch den modularen Aufbau bleiben jedoch noch viele Regelungsmöglichkeiten offen. Die derzeit durchgeführten und beabsichtigten Novellierungen der Landesbauordnungen zeigen dies eindrucksvoll.

In Brandenburg wurde beispielsweise auf die sinkende Bauqualität reagiert und sinnvollerweise die Prüfpflicht ausgeweitet. Bis auf einen kleinen Bereich katalogisierter Bauvorhaben geringer Schwierigkeit werden wieder alle Gebäude einer bautechnischen Prüfung nach dem Vier-Augen-Prinzip unterzogen.

Die schlüssigen Argumentationen der Fachleute haben bis hin zum Bauminister alle Entscheidungsgremien überzeugt. Hoffentlich eine richtungweisende Entscheidung für zukünftige Novellierungen der Landesbauordnungen.

In anderen Ländern wird die Abgrenzung zur Prüfpflicht neu diskutiert. Allen gemeinsam ist, dass diese Abgrenzung nur nach der statisch-konstruktiven Schwierigkeit vollzogen werden darf und unabhängig von geometrischen Größen vollzogen wird, wie dies oft der Fall war. Ein in vielen Ländern bereits umgesetzter Kriterienkatalog soll hier Hilfe leisten.

Auch die Rahmenbedingungen zur bautechnischen Prüfung werden diskutiert. Die Durchführung der bautechnischen Prüfung im direkten Auftrag des Bauherrn für alle Bauwerke, wie dies auch in der Musterbauordnung in einem möglichen Modul vorgesehen wird, die der Bauordnung unterliegen, wird beispielsweise in Bayern diskutiert. Hier sind stringente Verfahrensregelungen erforderlich, um eine unabhängige Prüfung des Prüfsachverständigen zu gewährleisten. Dazu gehören Baubeginnanzeigen und Rohbaufertigstellungsbescheinigungen, die vom



**Dr.-Ing. Günter Timm**  
Präsident der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik

Prüfsachverständigen unterschrieben und von der Unteren Bauaufsichtsbehörde kontrolliert werden müssen. Die Auswahl des Prüfsachverständigen muss ebenfalls der Unteren Bauaufsichtsbehörde vorbehalten bleiben.

Der Katalog der Veränderungen in den Landesbauordnungen ließe sich beliebig erweitern, er zeigt nur, wie schwierig beabsichtigte Vereinheitlichungen umzusetzen sind.

All diese Bestrebungen zeigen auch, dass eine wirkliche Vereinheitlichung der Landesbauordnungen noch in weiter Ferne ist. Wir Prüfingenieure müssen uns trotzdem diesen Bedingungen stellen und unsere Tätigkeit engagiert ausführen, um Sicherheit und Qualität der Bauwerke zu gewährleisten.

Neben vielen Diskussionen müssen sich die Prüfingenieure auch neuen Herausforderungen stellen und sie offensiv an den Gesetzgeber herantragen. Zwar bringt der Gesetzgeber immer wieder zum Ausdruck, dass nur die Bereiche zu prüfen sind, bei denen Leib und Leben in Gefahr sind, also die Standsicherheit und der Brandschutz, die Gebrauchstauglichkeit aber kein Prüfkriterium sein soll. Jedoch zeigen die neuen Normen, wie beispielsweise die DIN 1045-1 etwas anderes. Für etwa 40 Prozent der Bemessungsfälle ist die Berechnung der Gebrauchstauglichkeit die maßgebende Größe. Insbesondere dann, wenn die Gebrauchstauglichkeitsnachweise den Nachweis der Dauerhaftigkeit beinhalten, wird die Prüfung zur Pflichtaufgabe des Prüfingenieurs. In das Problem der Standsicherheit ist also auch der Zeitfaktor mit einzubeziehen. Bleibt eine Konstruktion auf Dauer nicht standsicher, weil beispielsweise zu große Risse im Beton (Gebrauchstauglichkeitsbemessung) die Korrosion der Bewehrung zur Folge haben, so muss dies vom Tragwerkplaner beachtet werden. Hier ist noch viel Überzeugungsarbeit der Prüfingenieure erforderlich, um eindeutige Regelungen zu erhalten. Wir halten es für unbedingt erforderlich, auch die Dauerhaftigkeit zu prüfen.



Neue Rahmenbedingungen sind auch im Zuge der europäischen Normen zu erwarten. Die Einwirkungsnormen der DIN 1055er Reihe, die neuen Bemessungsnormen und nicht zuletzt die DIN-Fachberichte für den Brückenbau stellen eine neue Normengeneration auf europäischer Grundlage dar. Die Umsetzung dieser Bemessungsnormen erfordert in den Ingenieurbüros hohes Engagement und verursacht zusätzliche Kosten. In der Anfangsphase sind sicher auch infolge großer Interpretierbarkeit der Normen Irrtümer und Fehler nicht auszuschließen. Dies bedeutet auch für Prüfindgenieure Mehraufwand. Die Bundesvereinigung der Prüfindgenieure für Bautechnik (BVPI) hat hierfür Weiterbildungsveranstaltungen organisiert und nicht zuletzt die diesjährige Arbeitstagung darauf ausgerichtet (s. a. S. 6). Hier wurde auch insbesondere der Brandschutz behandelt, dessen Rahmenbedingungen sich ebenfalls grundlegend geändert haben.

Eine weitere neue Aufgabe wird sicher langfristig auf die Prüfindgenieure zukommen. Die Prüfung des Nachweises der „Nachhaltigkeit“ eines Bauwerks. Nachhaltigkeit ist in Europa ein viel diskutiertes Thema. Nachhaltigkeit bedeutet, dass die Bedürfnisse der heute lebenden Generationen befriedigt werden, ohne kommenden Generationen die Möglichkeit zur Befriedigung ihrer Bedürfnisse zu nehmen. Individuelles, gesellschaftliches und politisches Handeln soll sich dementsprechend gleichrangig an ökonomischen, ökologischen und sozialen Zielsetzungen orientieren. Unter ökologischen Anforderungen wird heute mehr verstanden als nur die Verwendung von umweltfreundlichen Produkten.

Von der Forderung der Verwendung von recycelbaren Baustoffen bis hin zur ganzheitlichen Betrachtung eines Bauwerkes im Sinne von Lebenszyklen unter dem Aspekt der Schonung der Umwelt werden nunmehr ökologisch, ökonomische Aspekte immer häufiger angewandt. Eine ganzheitliche Betrachtung von Gebäuden und Ingenieurbauwerken erstreckt sich vom konstruktiven Bereich, in dem auch demontierbares Bauen berücksichtigt werden kann, über baustofftechnologische Aspekte bis hin zur Frage der ökologischen Bewertung im Bauwesen.

Die Berücksichtigung von nachwachsenden Ressourcen unter Einbeziehung von umweltschonender Planung wird zur Pflichtaufgabe in Zukunft werden. Für eine konsequente Umsetzung, insbesondere im konstruktiven Bereich, mit der Möglichkeit von Sonderlösungen, kann der Prüfindgenieur mit ganzheitlicher Sichtweise große Dienste leisten. Für Bundesbauten werden im „Leitfaden nachhaltigen Bauens“ die Umsetzung des oben Gesagten gefordert und die Anforderungen der Nachhaltigkeit definiert. Die bloße Absichtserklärung und das Vertrauen auf die Umsetzbarkeit sind in der heutigen Zeit niedriger Honorare und ruinöser Baupreise kein approbates Mittel. Hier ist die Forderung des Vier-Augen-Prinzips eine logische Konsequenz.

Die neuen Rahmenbedingungen und neue Aufgaben stellen die Prüfindgenieure vor neue Herausforderungen, denen sie sich stellen und die mit Blick auf Qualität und Sicherheit gelöst werden.

**Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure in Oldenburg**

**„Unsere Arbeitstagungen sind ein immer wichtiger werdendes Mittel der Weiterbildung“**

**Jede Menge Wissenswertes über die Entwicklung der Normen, über neue Betone und über den vorbeugenden Brandschutz**

**Pünktlich – wie die Prüfm Ingenieure nun mal sind – ist am 21. September – morgens um 9 Uhr – in der Weser-Ems-Halle in Oldenburg die diesjährige Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (BVPI) eröffnet worden, deren fachlicher Schwerpunkt der bauliche und vorbeugende Brandschutz war. Daneben aber gab es jede Menge anderweitig Wissenswertes, einen außerhalb des professionellen Primärinteresses der Prüfm Ingenieure liegenden Festvortrag über die reine Mathematik und eine praktische Freiluft-Vorführung zum Thema Brückenbelastung.**

Bis auf den letzten Platz gefüllt war der große Saal der Weser-Ems-Halle in Oldenburg, als der Präsident der BVPI, Dr.-Ing. Günter Timm, die Gäste und Mitglieder aus ganz Deutschland nebst ihren Begleitpersonen offiziell begrüßte und dabei den Entschluss der niedersächsischen Landesvereinigung lobte, die Arbeitstagung „abseits der großen Touristenströme“ in Oldenburg durchzuführen, einer Stadt, deren städtebauliche und bauhistorische Qualitäten den Teilnehmern tags zuvor bei strahlendem Sonnenschein und hochsommerlichen Temperaturen auf einer Kutschfahrt fachkundig erläutert worden waren. Zu verdanken war dieses außergewöhnliche Erlebnis, das wegen seiner verkehrstechnischen Implikationen – immerhin klappte eine Kette von über 40 Kutschen, die aus dem ganzen Oldenburger Land zusammengezogen worden waren, über die Straßen der Stadt – dem Organisationstalent des Oldenburger Prüfm Ingenieurs Dipl.-Ing. Hans-Georg Oltmanns und dem Vorsitzenden der niedersächsischen Landesvereinigung, Dipl.-Ing. Hans-Ulrich Kammeyer, die im Verlauf der mehrtägigen Veranstaltung noch mehrmals für die Gestaltung des Begleitprogramms und für die rei-

nungslose Organisation der Tagung hoch gelobt worden sind.

Namentlich begrüßte Timm bei der Eröffnungsveranstaltung eine Reihe bekannter Persönlichkeiten: den Vorsitzenden des Deutschen Beton- und Bautechnikvereins, des früheren Deutschen Beton-Vereins (DBV), Dr.-Ing. Klaus Ehlers, den Präsidenten des Eisenbahn-Bundesamtes (EBA), Armin Keppel, den Präsidenten der Bundesingenieurkammer, Dr.-Ing. Karl Heinrich Schwinn, den Präsidenten des Verbandes Beratender Ingenieure (VBI), Dipl.-Ing. Martin Aßmann und den Präsidenten der Ingenieurkammer Niedersachsen, Prof. Dr.-Ing. Victor Rizkallah. Sie alle hätten, so Timm, durch ihr Erscheinen besonderes Interesse an der berufspolitischen und fachlichen Arbeit der Prüfm Ingenieure bewiesen, die ja, so Timm, „meistens im stillen Kämmerlein nur wirken und sich freuen, wenn ihre Arbeit auch mal eine öffentliche Bestätigung erfährt“.

Und diese Arbeit ist es ja auch, die im Mittelpunkt der jährlichen Tagungen der BVPI steht. Diese Tagungen seien deswegen auch, so bemerkte Timm, ein immer „wichtiger werdendes Mittel der Weiterbildung der Prüfm In-

genieure in ganz Deutschland geworden“, die gerade in den heutigen Zeiten mit ihren tief greifenden fachlichen Umwälzungen von besonderer Bedeutung sei. Timm erinnerte nur an die europaweite Normenharmonisierung und an die DIN-Fachberichte, deren Erläuterung breiten Raum im diesjährigen Vortragsprogramm einnahm. Timm transponierte aber die Wichtigkeit der personalen Weiterbildung der Prüfm Ingenieure auch auf die Wichtigkeit ihrer Tätigkeit im Allgemeinen. Wo, so sagte er singemäßig, Veränderungen solchen Kalibers eintreten, seien Unwissenheit und Unsicherheit bei den Aufstellenden und bei den Bauenden gang und gäbe und verständlich. „Mache ich alles richtig? Habe ich alles korrekt verstanden?“ – so lauteten die oftmals bangen Fragen, die an den Prüfm Ingenieuren kollegialiter gestellt würden.

Die Antwort habe also der Prüfm Ingenieur zu geben, seine Aufgaben und Bestimmung bekämen dadurch aber einen immer bedeutungsvolleren Sinn, und deswegen müsse er sich als Prüfm Ingenieur auch immer und jederzeit fachlich à jour halten. Hierfür seien die jährlichen BVPI-Arbeitstagungen ein hochkarätiges, willkommenes, unterm Strich auch sehr kostengünstiges Mittel, das, nebenbei, den Prüfm Ingenieuren auch noch den erfreulichen Vorzug offeriere, das rein Fachliche mit dem kollegialen und freundschaftlichen Kontakt auf gesellschaftlicher Ebene zu verbinden. So manche lebenslange Freundschaft unter vielen Prüfm Ingenieuren und ihren Ehefrauen, so weiß Timm außerhalb der Tages-

ordnung zu berichten, sei auf den Arbeitstagungen geschlossen und stetig vertieft worden.

Nach der Eröffnung durch den Präsidenten und vor dem Fachlichen kommt bei den Arbeitstagungen gewöhnlich das Berufspolitische. Diesen Teil hatte der Staatssekretär des Niedersächsischen Ministeriums für Soziales, Frauen, Familie und Gesundheit, Gerd Hoofe, übernommen, des Ministeriums, das in Niedersachsen auch für Städtebau und Wohnungswesen und damit für die Prüfeningenieure zuständig ist.

Hoofe ging – ohne Wenn und Aber – direkt auf den Kern der Sache los und bestätigte in seinem Grußwort die Richtigkeit der Ansicht derjenigen Prüfeningenieure, die im System der hoheitlich veranlassten Prüfung durch beliebige Unternehmer den richtigen Weg sehen. „Wir haben“, so verkündete der Staatssekretär, „so gute Erfahrungen mit dem staatlich beauftragten Prüfeningenieur gemacht, dass wir – nach parlamentarischer und gesetzgeberischer gewissenhafter Prüfung – bei der Novellierung des Baugenehmigungsverfahrens keine Gründe gesehen haben, die uns hätten verlassen können, dieses System zugunsten einer privatwirtschaftlich beauftragten Prüfung zu ersetzen.“

Deutlich sagte Hoofe den Prüfeningenieuren aber auch, dass sie sich mit Elan und technischem Sachverstand den neuen Anforderungen stellen müssten, die sich aus den neuen Normen, aber beispielsweise auch aus dem Umstand ergeben, dass ihr Expertenwissen jetzt schon – und bald noch mehr – bei der Anwendung der nationalen Umsetzung der EU-Bauprodukten-Richtlinie vonnöten sei, bei der sie, die Prüfeningenieure, kongeniale Zuarbeiten für die Bauaufsichtsbehörden liefern müssten, in denen ein geradezu spiegelbildlicher ingenieurtechnischer Sachverstand deshalb auch weiter-

hin bereitstehen und gesichert werden müsse.

Ähnlich eindeutig äußerte sich der Oberbürgermeister von Oldenburg, Dietmar Schütz, der sein Gastgeber-Grußwort dazu benutzte, um den aus ganz Deutschland angereisten Prüfeningenieuren zu versichern, dass bei jeder Deregulierung auch aus kommunaler Sicht der Qualitätssicherung entscheidende Bedeutung zugemessen werde und dass Oldenburg mit Unterstützung der ansässigen Prüfeningenieure ein Beispiel geben wolle für die Geschwindigkeit, mit der die Genehmigungsprozesse ablaufen können.

Prozesse ganz anderer Art laufen ab in dem Metier, mit dem sich der Mathematiker und Chemiker Dr. Peter Plichta seit einem halben Jahrhundert beschäftigt: der Mathematik. Plichta entpuppte sich schon im Prolog zu seinem Festvortrag über die mathematische „Kodierung der Materie“ als ein naturwissenschaftlicher und philosophischer Querdenker ersten Ranges. Er ließ die wesentlichen Ergebnisse seiner zahlentheoretischen Untersuchungen und philosophischen Gedanken über das Wesen der Mathematik in Oldenburg zu der Vermutung zusam-

menfließen, die Mathematik sei eine ebenso universale – quasi göttliche – Größe wie Raum und Zeit.

Der Vizepräsident der BVPI, Dr.-Ing. Klaus Kunkel, unter dessen inspirierender Obhut die Auswahl und Festlegung der Themen der Festvorträge der Arbeitstagungen der BVPI von Anfang an erfolgt, hat den Plichta'schen Grundgedanken redundanzlos zusammengefasst, als er in seiner Einführung zu diesem schwierigen Thema die Hypothese wagte, die Mathematik werde nicht etwa – wie er glaubt – vom Menschen erfunden, sondern – entdeckt! Und zwar genau so, wie die physikalischen Gesetzmäßigkeiten und die Phänomene der Natur vom Menschen entdeckt und nicht von ihm erfunden werden.

Staunend und fasziniert verfolgten die Zuhörer nun, wie Plichta mit Indiz und Subjektivbeweis seine These begrifflich und akzeptierbar zu machen versuchte, nach der die Mathematik – getreu dem Gedankengebäude der Plato'schen Ideenwelt – außerhalb des menschlichen Geistes per se existiere, und vom Menschen nur Stück für Stück entdeckt werden könne, der das Entdeckte dann mit seinem Zahlengebäude beschreibe.



Eine besondere Vorstellung wurde den Prüfeningenieuren bei ihrer diesjährigen Arbeitstagung in Oldenburg geboten: das Belastungsfahrzeug BELFA, mit dessen Hilfe die Tragfähigkeit und der bauliche Zustand von Brücken- und Kanalbauwerken getestet werden können (s.a. S. 53).

Foto: Meyer



Plichta übte dabei harsche Kritik am normalen Wissenschaftsbetrieb, der den Sinn der Frage nach dem „Warum“ bequemerweise – Plichta meinte wohl eigentlich: dummerweise – nicht ausreichend stringent formuliere und sich gewohnheitsmäßig mit der Frage nach dem „Wie“ begnüge. Diese geistige Abstinenz sei seiner Ansicht nach der Grund dafür, dass sich unser ganzes heutiges Wissen eines Tages als vollkommen falsch erweisen könnte, was ja kein neues Ereignis in der langen Geschichte des Bemühens des Menschen um die Gewinnung von Erkenntnissen über den Bauplan der Natur sei.

Dieser Bauplan wird in Plichtas Vorstellung nur von der Mathematik realisiert; sie sei also jene „Software“, die den Prozess der Schöpfung lenke und steuere. So gesehen, meint Plichta, könne die „natürliche“ Mathematik die vierte Dimension sein, die den Menschen, auch wenn er sie mit seinen menschlichen Sinnen prinzipiell nicht verstehen könne, von der aktuellen wissenschaftlichen Verlegenheitslösung befreit, für die derzeit unendlich viele Dimensionen angenommen werden.

Verlegenheitslösungen von kosmischen Dimensionen gibt es im konstruktiven Ingenieurbau eher selten, obwohl solche auch dort im exakt definierten Umfang ab und an anzutreffen sind. Einige von ihnen hatte der Inhaber des Lehrstuhls für Massivbau der TU Dresden, Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach, wohl im Sinn, der – nachdem sich die Zuhörer bei einer Kaffeepause von Plichtas schwerer Kost erholt hatten – im ingenieurfachlichen Teil der BVPI-Arbeitstagung die Unterschiede zwischen der alten und der neuen bautechnischen Normengeneration besprach und insbesondere auf die Anwendung der DIN-Fachberichte und der ZTV-ING einging. Curbach hatte ebenso viel Neues und Wissenswertes zu bie-

ten, wie sein Kollege Prof. Dr.-Ing. Joost Walraven von der TU Delft, der Zeiten ankündigte, in denen der „Beton nach Maß“ möglich sei, weil die vielen ingenieurwissenschaftlichen „Spielereien“ mit dem Baustoff Beton ganz neue Betone hervorbrächten, die sehr stabil, sehr leicht, sehr gutmütig und sehr flexibel einsetzbar seien. Solche Betone – sie werden zum Teil mit Kunststofffasern verstärkt und als selbstverdichtend, hochfest oder gar ultrahochfest bezeichnet – sind das Spezialgebiet Walravens, der in Oldenburg aus dem fachlich Vollen schöpfte und seinen praktizierenden Kollegen eine neue Betonwelt voraussagte, die derzeit theoretisch, aber auch schon in Versuch und praktischer Evaluierung, entstehe.

Zu dieser Zeit wird die EUNormung wahrscheinlich schon wesentlich weiter fortgeschritten sein, als heute. Weil die Eurocodes aber keine Zukunftsmusik mehr sind, sondern sehr energisch an die Bürotüren klopfen, forderte der Leiter der Obersten Bauaufsicht im Niedersächsischen Sozialministerium, Baudirektor Dipl.-Ing. Wolfgang Schulz, jene deutschen Prüfungingenieure auf, die noch nicht so sehr in die EUNormung involviert sind, jetzt allmählich die teilweise fremdartig anmutenden neuen europäischen Regelwerke in den Praxisblick zu nehmen. Er plädierte dafür und hält es für wichtig, dass gerade die Prüfungingenieure als Partner der Bauaufsichtsbehörden die normen- und verwaltungstechnischen Sachverhalte zu verstehen und zu beherrschen lernen. Vor allem die Beschäftigung mit den Bauproduktnormen (insbesondere der Bauregelliste B), die die technischen Baubestimmungen ergänzen, legte er den Prüfungingenieuren sehr nahe.

Ein besonderer Höhepunkt des fachlichen Teils dieser Arbeitstagung war die Freiluft-Vorführung des Belastungsfahrzeuges BELFA,

das Prof. Dr.-Ing. Klaus Steffens an der Hochschule Bremen entwickelt hat, um Belastungsversuche an Brücken durchzuführen (s. a. S. 53). Solchen und anderen Belastungsversuchen hielt kurze Zeit später Prof. Dr.-Ing. Ulrich Quast von der TU Hamburg-Harburg einige „Kritische Anmerkungen“ entgegen (s. a. S. 38), während Univ.-Prof. Dr.-Ing. Horst Falkner von der TU Braunschweig auf das „Monitoring im Bauwesen“ als eine Aufgabe des Prüfungingenieurs aufmerksam machte und damit eines der Themen der Arbeitstagung 2004 umriss. Auch „Die Möglichkeiten und Gefahren bei der Anwendung von numerischen und experimentellen (CFD-)Verfahren (*Computational Fluid Dynamics*) bei der Bemessung von Bauwerken“, die Prof. Dr.-Ing. H. J. Gerhard von der FH Aachen beschrieb, fanden einhelliges Interesse bei den Prüfungingenieuren, sind diese Verfahren doch geeignet, ganz neue Lösungen im Bereich der Windaerodynamik zu finden.

Da überall in Deutschland derzeit mehr oder weniger intensiv die Landesbauordnungen überarbeitet werden, deren einer Schwerpunkt zweifellos entsprechend den Vorschlägen der Musterbauordnung für die Länder der Brandchutz ist, wurde das Schwerpunktthema der diesjährigen Arbeitstagung der BVPI, der Brandchutz, mit besonderer Aufmerksamkeit aufgenommen. Behandelt wurden die ingenieurmäßigen Nachweise unter dem Aspekt der bauordnungsrechtlichen Akzeptanz (s. a. S. 29) und die brandchutztechnische Bemessung von Stahl- und Verbundbauteilen (s. a. S. 47). Die „Brandchutztechnische Auslegung von Betonbauteilen“, die Dr.-Ing. Rüdiger Hass (Braunschweig) erläuterte, wird im kommenden Prüfungingenieur (April 2004) veröffentlicht – ebenso die Beiträge von Gerhard, Falkner, Hass, Plichta und Walraven.

Klaus Werwath

## Landesverband Bayern feiert sein 40-jähriges

Vor 40 Jahren wurden auch in Bayern wieder selbstständige Beratende Ingenieure mit besonderer Qualifikation als Prüfsachverständige für Baustatik anerkannt, die dann auch gleich die Landesvereinigung Bayern der Prüfsachverständigen für Baustatik gründeten. Diesen bemerkenswerten Akt der Deregulierung und die fünfjährige erfolgreiche Tätigkeit der Bewertungsstelle der Verantwortlichen Sachverständigen in Bayern GmbH (BVS Bayern) an der Bayerischen Ingenieurkammer-Bau, die Vorbild in allen Bundesländern ist, feiert die Vereinigung der Prüfsachverständigen für Baustatik in Bayern am 7. November mit einer Festveranstaltung in der Münchner Residenz im Max-Joseph-Saal. Der Bayerische Staatsminister des Innern, Dr. Günther Beckstein, hat sein Kommen zugesagt und Dr.-Ing. Klaus Stiglat wird den Festvortrag mit dem Thema „Sicherheit – was ist das?“ vor den Gästen aus Politik, Behörden, Verbänden und Bauindustrie halten. An den offiziellen Teil schließt sich ein Stehempfang in den Räumen der Theatiner-Galerie in der Residenz an.

## Zuarbeit des BÜV für das Eisenbahn-Bundesamt

# EBA-Arbeitskreise haben den ersten Arbeitszyklus beendet

**Die im September 2002 gegründeten Arbeitskreise im Bau-Überwachungsverein (BÜV), die den Gremien des Eisenbahn-Bundesamtes (EBA) zuarbeiten, haben ihren ersten Arbeitszyklus abgeschlossen.**

Dabei wurden die DIN-Fachberichte und die Richtlinie 804 (Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und Instandhalten) kommentiert und kritisch überarbeitet. Die neue Richtlinie 804 ist seit April dieses Jahres veröffentlicht und hat im Vergleich zur DS 804 einen modularen Aufbau. Sie enthält im Wesentlichen nur noch unternehmensinterne Regelungen. Die bauaufsichtlichen Regelungen sind in den DIN-Fachberichten, DIN-Normen und in den Ergänzungen des EBA enthalten.

In den nächsten Monaten sollen folgende Arbeiten folgen:

- Kommentierung der Richtlinie 836 (Erdbauwerke: Planen, Bauen und Instandhalten),

- Überarbeitung der Richtlinie 853 (Eisenbahntunnel: Planen, Bauen und Instandhalten) - hierbei sollen die bemessungsrelevanten Teile den DIN-Fachberichten angepasst werden,

- Einarbeitung der DIN-Fachberichte in die eisenbahnspezifische Liste der Technischen Baubestimmungen, hierbei sollen die Kapitel 1 bis 7 an die neueste Liste der ARGEBAU angepasst werden,

- Anpassung der eisenbahnspezifischen Bauregelliste an die ARGEBAU-Liste,

- Klärung der Widersprüche, die sich daraus ergeben, dass die Richtlinie 804 derzeit in einigen Punkten auf die ZTV-ING Bezug nimmt, obwohl darin Widersprüche zu den DIN-Fachberichten definiert sind.

## Neue „Empfehlungen“ des Arbeitskreises für Baugrunderdbeben

Der Arbeitskreis Baugrunderdbeben der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) hat eine Neuauflage seiner „Empfehlungen“ erarbeitet.

Sie stellen eine Fortschreibung der vorab in der Zeitschrift „Die Bautechnik“ veröffentlichten Empfehlungen dar und beinhalten Hinweise zu den erforderlichen dynamischen Bodenuntersuchungen, einfache Berechnungsansätze zur Wellenausbreitung im Bau-

grund und zum Schwingungsverhalten dynamisch belasteter Gründungen sowie Berechnungsbeispiele zur Erläuterung der vorgestellten Verfahren.

Auch die neuen „Empfehlungen“ bilden eine notwendige Ergänzung zu den Regelwerken, in denen das Schwingungsverhalten von Bauwerken und Anlagen behandelt wird. Sie stellen den neuesten Stand von Wissenschaft und Technik auf dem Gebiet der Bau-

grunddynamik dar. Sie beruhen auf gesicherten Erkenntnissen und gelten daher als Bestandteil der „allgemein anerkannten Regeln der Technik“ (ISBN 3-7983-1909-X. 66 S. zahlr. Formeln und Grafiken Pb 148 x 210 mm 15 €).

Vertrieb über das Grundbauinstitut der TU Berlin:  
Tel. 030/31472341  
Fax. 030/31472343  
www.grundbau.tu-berlin.de

Seit 1991 Präsident der Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik

## Zielsicher und praxisorientiert: Dr.-Ing. Günter Timm wurde 65

**Fachliches und soziales Engagement ist für ihn eine Selbstverständlichkeit**

**Am 12. Juli feierte der Präsident der Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Günter Timm, seinen 65. Geburtstag. Anlass genug, eine Persönlichkeit zu ehren, die im beruflichen wie im privaten Leben Spuren hinterlassen hat, an denen sich viele orientieren und sie als wegweisend charakterisieren.**

Mit Gesellenbrief als Betonbauer, mit Studium und Promotion ist Günter Timm einer der wenigen passionierten Ingenieure, die von der Praxis bis zu komplizierten theoretischen Inhalten die Palette des Bauingenieurwesens nahezu vollständig abdecken. Zahlreiche wissenschaftliche Veröffentlichungen dokumentieren dies eindrucksvoll. Vielfältige Tätigkeiten als Beratender Ingenieur für den konstruktiven Ingenieurbau, für den Wasser- und Brückenbau sowie für den Hochbau mit zahlreichen, interessanten Projekten im In- und Ausland kennzeichnen seinen Weg als außergewöhnlicher Ingenieur.

Besondere Verdienste erwarb sich Günter Timm im Bereich des Silobaus. Er gestaltete lange Zeit maßgeblich die Bemessungsvorschriften mit, was durch viele Aufsätze auch im „Betonkalendar“ dokumentiert ist.

Nach seiner Ausbildung studierte Timm sechs Semester an der Bauschule. Nach Abschluss erhielt er den Preis der Esso-Stiftung. Danach, schon als freiberuflicher Bauingenieur tätig, studierte er an der Universität Karlsruhe von 1961 bis 1966 konstruktiven Ingenieurbau, wurde nach einer kurzen Tätigkeit als Bauleiter Assistent am Lehrstuhl für Statik, erhielt ein Stipendium der Fred-Joachim-Schoeps-Stiftung und promovierte 1969 bei Professor Franz zum Doktor-Ingenieur.



*Dr.-Ing. Günter Timm*

Seit 1969 im renommierten Ingenieurbüro Peters – Windels tätig, wurde er bereits 1971 Partner und ist nun der Senior im Ingenieurbüro Windels – Timm – Morgen.

Im Jahr 1975 zum Prüffingenieur für Baustatik anerkannt, übernahm er 1981 den Vorsitz der Landesvereinigung in Hamburg und 1991 die Präsidentschaft der Bundesvereinigung.

Die durch ihn initiierten Maßnahmen waren sofort zu spüren. So wurde im Jahr 1992 das Sprachorgan der Prüffingenieure, die Zeitschrift „Der Prüffingenieur“ gegründet, dessen Herausgeber Günter Timm ist. Er etablierte schnell die Vereinigung zu

einem anerkannten „Know-how-Träger“ im Bauwesen. Es gibt derzeit kaum maßgebende Normenausschüsse und Ausschüsse in wichtigen Institutionen, in denen die Prüffingenieure nicht beteiligt sind. Ein Verdienst von Günter Timm!

Er selbst ist in fünf Ausschüssen des NABau und in sechs DAfStb-Ausschüssen sowie einer Reihe anderer Institutionen Mitglied, was ihm die uneingeschränkte Anerkennung aller Ingenieurkollegen einbringt. Die große und schwierige Aufgabe der Anpassung aller Einwirknormen an das europäische Normenwerk hat Günter Timm als Obmann der DIN 1055 (Basisausschuss) und Vorsitzender des Spiegelausschusses zum EC 1 mit Fachkompetenz und Hartnäckigkeit gelöst. Für die Praxis Untaugliches wurde verworfen oder solange modifiziert, bis die Anwendbarkeit nachgewiesen werden konnte. Ist eine Norm jedoch fertig gestellt, wird sie mit allem Nachdruck auch umgesetzt. Nach diesen Grundsätzen handelte Günter Timm und nur so war diese Aufgabe zu bewältigen.

Im Jahr 1995 wurde Günter Timm Vorsitzender des Bau-Überwachungsvereines BÜV, in dem der privatrechtliche Teil des Prüfwesens sowie Prüfungen in bautechnischen Sondergebieten organisiert werden. Geprägt durch seine zielorientierte Art wurde auch diese Vereinigung schnell zum Ansprechpartner in fachlichen Belangen der Bauaufsicht, in diesem Fall des Eisenbahnbundesamtes, und spricht in Zusammenarbeit mit anderen Ver-



einigungen auch selbst Anerkennungen nach dem Wasserhaushaltsgesetz aus.

Das fachübergreifende, ganzheitliche Denken der Prüflingen liegt ihm besonders am Herzen und so unterstützte er maßgeblich die Gründung des Deutschen Institutes für Prüfung und Überwachung DPÜ und fördert die Zusammenarbeit mit befreundeten Vereinigungen anderer Fachrichtungen, z. B. der Technischen Organisation von Sachverständigen TOS.

Zielsicher ist Dr. Timm nicht nur im Berufsleben, sondern auch privat: Er ist ausgebildeter Jäger und Golfspieler, und beide Hobbys runden seine vielfältigen Tätigkeiten stimmig ab. Allerdings verbleibt ihm nur wenig Zeit für diese Hobbys.

Im Jahr 1994 lernte ich Dr. Timm anlässlich meines Vorstellungsgesprächs zur Einstellung als Geschäftsführer der Bundesvereinigung der Prüflingen für Bautechnik kennen. Es erwuchs eine 9-jährige Zusammenarbeit, auf die ich mit Freude und Respekt zurückblicke. Verlässlichkeit, Gradlinigkeit und Kompetenz in angenehmer Atmosphäre charakterisieren seinen Führungsstil, aus dem ich ein Stück Erfahrung mitnehmen durfte.

Vielen Menschen ist es ein Bedürfnis, sich bei Dr. Timm für seinen unermüdlichen, ehrenamtlichen Einsatz für das Bauwesen gepaart mit seiner menschlich, freundlichen Art und fachlicher Kompetenz zu bedanken, und so greift man gerne den Anlass seines 65. Geburtstages auf, um dies zu tun. Die Ernennung zum Ehrenmitglied des Beton- und Bautechnikvereines in diesem Jahr war für ihn sicher eine besondere Ehrung. Wir freuen uns auf eine weitere fruchtbare Zusammenarbeit.

*Hans-Jürgen Meyer*

## Stahl- und Verbundbau im Brückenbau

# Praxisseminare zur Einführung der DIN-Fachberichte 103/104

**In diesem Sommer hat die Bundesvereinigung der Prüflingen für Bautechnik in der Technischen Universität Hamburg-Harburg zwei Seminare zur Einführung der DIN-Fachberichte 103/104 durchgeführt.**

Das erste Seminar wurde in Zusammenarbeit mit dem Eisenbahn-Bundesamt organisiert. Dort wurden die Pilotprojekte dargestellt, die zum jeweiligen Fachbericht durchgeführt wurden. Dazu berichteten der Aufsteller und der Prüfer des jeweiligen Projekts.

Das zweite Seminar fand in Zusammenarbeit mit der Behörde für Bau und Verkehr (Amt für Bau und Betrieb) und dem Landesamt für Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein statt. Darin wurde besonders auf die neuen Konstruktions- und Bemessungsregeln eingegangen und an Beispielen deutlich gemacht.

Seit dem 1. Mai 2003 muss sich bekanntlich jeder Bauingenieur nach diesen neuen Vorgaben

richten, wenn er ein Bauvorhaben oder eine Entwurfsbearbeitung beginnt oder mit der Bearbeitung der Ausschreibungsunterlagen noch nicht begonnen hat.

Da es sich bei den veröffentlichten DIN-Fachberichten um sehr komplexe Zusammenhänge handelt, wurden im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (bast) und des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Wohnungswesen (BMVBM) Erläuterungen mit Beispielen für die vier DIN-Fachberichte erstellt. In diesen so genannten Leitfäden werden anhand von Beispielen die DIN-Fachberichte kommentiert und erläutert. Die Leitfäden sind als Hilfestellung für die Anwender gedacht und werden vom Verlag Ernst und Sohn (Berlin) veröffentlicht.

## Peter Henke neuer Vorsitzender in Bayern

Die Vereinigung der Prüflingen für Baustatik in Bayern hat einen neuen Vorsitzenden. Es ist Dr.-Ing. Peter Henke (München), der auf der jüngsten Mitgliederversammlung als Nachfolger von Dr.-Ing. Jürgen Braun gewählt wurde, der für seine großen Verdienste um den Berufsstand und um die Landesvereinigung Bayern zum Ehrenvorsitzenden ernannt worden war, nachdem er für eine erneute Kandidatur aus persönlichen Gründen nicht mehr zur

Verfügung gestanden hatte. 2. Vorsitzender der bayerischen Landesvereinigung ist nun Dr.-Ing. Robert Hertle (Gräfelfing), als Schriftführer und Kassierer fungieren (wie bisher) Dr.-Ing. Heinrich Schroeter (Weiden) und Dr.-Ing. Walthari Fuchs (Traunstein). Als Beisitzer wurden Dipl.-Ing. Markus Bernhard (Mering), Dr.-Ing. Berndt Brandt (Nürnberg) und Dr.-Ing. Walter Schmitt (Gräfelfing) neu beziehungsweise wiedergewählt.

„Angemessene Prüfgebühren müssen nicht nur dem politischen Willen, sondern auch der Realität Rechnung tragen“

## Neue Richtlinie für die Vergütung der Prüfung von Ingenieurbauwerken aus Sicht der BVPI

**Das Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW) beabsichtigt die Herausgabe einer „Richtlinie zur Vergütung für die statische und konstruktive Prüfung von Ingenieurbauwerken für Verkehrsanlagen“ (RVP). Mit ihnen soll eine bundesweit einheitliche Regelung geschaffen werden, und dabei soll gleichzeitig das politische Ziel der Kostensenkung umgesetzt werden. Die Bundesvereinigung der Prüfindenieure für Bautechnik (BVPI) hatte Gelegenheit erhalten, sich zu diesen Entwürfen zu äußern. Darüber wird im folgenden Beitrag berichtet.**

Die Erarbeitung der RVP erfolgt durch den Unterausschuss IV des Arbeitskreises 3 (Ak IV/3) des BMVBW. Die Mitwirkung des BVPI geschah bisher durch schriftliche Stellungnahmen und im direkten Gespräch mit den maßgebenden Herren des Ministeriums. Aufgrund der geplanten erheblichen Änderungen in der RVP gegenüber den heute bekannten Regelungen wurden dabei die folgenden wesentlichen Punkte aufgezeigt und aus Sicht der BVPI unter Würdigung der Gesamtsituation kommentiert. Über die Umsetzung einiger der geplanten Änderungen kann bereits aufgrund von Erfahrungen aus der Praxis berichtet werden, da wesentliche Änderungen in Bayern seit 2002 aufgrund einer Bekanntmachung der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern angewendet werden.

Bei der Diskussion über angemessene Prüfgebühren ist aber neben dem politischen Willen nach Ansicht der BVPI auch der Realität Rechnung zu tragen. So ist zu beachten, dass aufgrund des teilweise ruinösen Preiswettbewerbs der Firmen die Bausummen – und damit die anrechenbaren Kosten für die Prüfgebühren von Ingenieurbauwerken – in den letzten fünf Jahren um ca. 30 Prozent gesunken sind. Gleichzeitig sind

in demselben Zeitraum aber die Gehälter um ca. 10 Prozent gestiegen. Firmen sind darüber hinaus in der Lage durch den Einsatz billiger ausländischer Arbeitskräfte die Baukosten weiter zu senken, während – berechtigterweise – vom Prüfindenieur erwartet wird, dass er hoch qualifizierte Mitarbeiter beschäftigt und eine entsprechende Fortbildung sicherstellt.

An dieser Stelle ist auch auf eine Untersuchung des Ausschusses der Verbände und Kammern der Ingenieure und Architekten für die Honorarordnung (AHO) über den Mehraufwand infolge der DIN-Fachberichte bei den Standsicherheitsnachweisen hinzuweisen. Dort wird ausgeführt, dass der Mehraufwand für die umfangreichen Nachweise gegenüber den alten Normenwerken im Mittel 20 Prozent beträgt, der zusätzliche Einarbeitungsaufwand in die neuen Regelwerke bleibt dabei selbstverständlich unberücksichtigt.

Weiter ist zu beachten, dass bei Ingenieurbauwerken die zur Prüfung vorgelegten Planungen immer mehr gesplittet werden. So wirken bei Traggerüsten oft drei verschiedene Planer – häufig noch zusätzlich zum Planer des eigentlichen Bauwerks – mit. Es entsteht ein immer höherer Koordinie-

rungsaufwand. Auch erhöht sich der durchschnittliche Prüfaufwand, da sich auch der Anteil fehlerhafter Berechnungen der planenden Büros aufgrund des Kostendrucks erhöht.

Dieser – u. a. aufgrund sinkender anrechenbarer Kosten, gestiegener Gehälter, aufwendiger neuer Normen und erhöhten Koordinierungsaufwandes – schwierigen wirtschaftlichen Situation muss auch die Gebührentabelle der RVP angepasst werden. Es wurde vom Ministerium bereits signalisiert, die Werte der alten Tabelle der RVP von 1986 nicht zu unterschreiten. Das bekannte Schema zur Ermittlung der Gebühren in Abhängigkeit von Bauwerksklassen und anrechenbaren Kosten bleibt in der RVP unverändert. Das Prinzip der Teilleistungssätze für die einzelnen Leistungen wird ebenfalls beibehalten. Die Teilleistungssätze sind weitgehend unverändert geblieben, jedoch sind gegenüber der Regelung von 1986 keine Sätze für Prüfung entsprechend „Heft 504“ mehr enthalten.

Vonseiten der BVPI wurde massiv auf die Unauskömmlichkeit der Vergütung für die Teilleistung „Prüfung von Traggerüsten“ hingewiesen. Nach dem derzeitigen Stand konnte hier nur erreicht werden, dass die Teilleistungssätze für Traggerüste statt wie bisher als „Höchst-“ nun als Regelsätze bezeichnet werden.

Für den dringenden Wunsch der BVPI, die Teilleistungssätze für Bauzustände (z. B. Freiverbau) anstelle von Höchstsätzen (bis 0,8-faches Grundhonorar) mit von/bis-Sätzen (0,4 – 0,8-faches Grundho-



norar) anzugeben, wurde zwar in den Gesprächen Verständnis gezeigt, aber in der derzeitigen Fassung wurde dem Wunsch leider nicht Rechnung getragen.

Ebenso wurde in den Diskussionen die Forderung der BVPI prinzipiell anerkannt, dass z. B. bei Kastenbrücken zwar die im Brückenbau übliche, unabhängige elektronische Vergleichsrechnung am Stabzug durch das normale Prüfhonorar abgedeckt ist, dass aber zusätzliche Aufwendungen für Faltwerkberechnungen zur Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Steghöhen o. Ä. einer zusätzlichen Vergütung bedürfen.

Die RVP sieht als Neuerung folgende zwei Regelungen für zweibahnige Straßen vor:

■ „Bei Brücken im Zuge von zweibahnigen Straßen mit getrennten Überbauten und gleichen statisch-konstruktiven Verhältnissen ermäßigt sich für das zweite Ingenieurbauwerk das Honorar auf ein Zehntel. Bei sonstigen Ingenieurbauwerken wird sinngemäß verfahren.“ (Im Folgenden als 10-%-Regel bezeichnet.)

■ „Bei Brücken im Zuge von zweibahnigen Straßen mit getrennten Überbauten und im Wesentlichen gleichen statisch-konstruktiven Verhältnissen ermäßigt sich für das zweite Ingenieurbauwerk das Honorar auf die Hälfte. Bei sonstigen Ingenieurbauwerken wird sinngemäß verfahren.“ (Im Folgenden als 50-%-Regel bezeichnet.)

Es besteht Einigkeit zwischen dem BMVBW und der BVPI, dass diese Regelungen in Analogie zu entsprechenden Regelungen der HOAI zu betrachten sind.

Die Abminderung des Honorars auf 10 Prozent für das zweite Bauwerk bei „gleichen Verhältnissen“ setzt entsprechend

HOAI voraus, dass Über- und Unterbau exakt gleich sind. In der amtlichen Begründung zu HOAI § 66 (4) wird ausgeführt:

„In Absatz 4 werden ebenfalls ... Ingenieurbauwerke mit konstruktiv gleichen Tragwerken erwähnt, als weitere Voraussetzung für die Minderung der Honorare ist aber vorgesehen, dass keine Änderung der Tragwerksplanung erforderlich ist. Unter diesen Voraussetzungen ist das Honorar um 90 v. H. zu mindern, das verbleibende Honorar deckt dann den geringen Verwaltungsaufwand sowie das Risiko des Tragwerksplaners.“

Aufgrund dieses Satzes und eingedenk der Tatsache, dass immer zumindest neue oder geänderte Konstruktionszeichnungen erforderlich sind, schließt sich eine Anwendung der 10-%-Regel im Brückenbau aus.

Dem gegenüber ist davon auszugehen, dass im Brückenbau bei Talbrücken häufiger der Fall „im Wesentlichen gleiche statisch-konstruktive Verhältnisse“ (50-%-Regel) zweier getrennter baulicher Anlagen vorliegt.

Nach Ansicht des BVPI ist diese Regelung aber nicht anwendbar bei normalen Unterführungsbauwerken (Rahmen-, Einfeldbrücken), da hier aufgrund des hohen Anteils der gemeinsamen Widerlager bei BAB-Brücken von einer baulichen Anlage auszugehen ist.

An dieser Stelle ist darüber hinaus anzumerken, dass die Gebühren für kleine Bauwerke auch bereits bisher überproportional häufig unaukömmlich sind und dies auch in der RVP leider keine Berücksichtigung findet.

Sind Verhältnisse gegeben, die eine Ermäßigung des Honorars für das zweite Bauwerk rechtfertigen, kommt der korrekten Ermitt-

lung der anrechenbaren Kosten zentrale Bedeutung zu.

Erfahrungen aus der Anwendung dieser neuen Regel zeigen, dass die Gefahr besteht, dass die anrechenbaren Kosten für das 1. Bauwerk fälschlicherweise zu 50 % der Gesamtkosten angenommen werden könnten.

Eine schriftliche Umfrage der BVPI bei deutschen Baufirmen ergab, dass bei Talbrücken die Kosten für das erste Bauwerk im Mittel ca. 65 Prozent der Gesamtkosten betragen – oder anders formuliert – dass die Kosten für eine Brücke im Zuge einer einbahnigen Straße 65 Prozent der Kosten für eine Talbrücke im Zuge einer zweibahnigen Straße mit getrennten Überbauten betragen.

Wesentlicher Grund hierfür sind Synergieeffekte der Baufirma, z. B. bei Baustelleneinrichtung, Baubehelfen, Gesamtbauzeiten, Personalauslastung, Materialpreisen. Im Hinblick auf Konformität zur HOAI wurde auf Anfrage vonseiten des AHO o. g. vollumfänglich bestätigt.

Wird vorstehender Einfluss bei der Ermittlung der anrechenbaren Kosten nicht berücksichtigt, so ergibt sich theoretisch die paradoxe Situation, dass die Prüfgebühr für eine BAB-Brücke (bei Anwendung der 10-%-Regelung für das zweite Bauwerk und anrechenbaren Kosten für das erste Bauwerk 50 Prozent der Gesamtkosten) um ca. 11 Prozent niedriger wird als für eine Talbrücke einer einbahnigen Bundesstraße (mit den tatsächlichen anrechenbaren Kosten in Höhe von 65 Prozent der Kosten für BAB-Brücken).

Für Linienbauwerke enthält die RVP folgenden neuen Passus:

„Bei Ingenieurbauwerken mit erheblichen Längenabmessungen und weitgehend gleich bleibenden statisch-konstruktiven Verhält-

nissen, bei denen kein ausgewogenes Verhältnis zwischen dem Honorar, das sich nach den anrechenbaren Kosten ergibt, und den Leistungen des Prüfengeieurs besteht, wird das Honorar angemessen abgemindert. Dies kommt in Betracht z. B. bei Ufer- oder Stützwänden, Lärmschutzanlagen, Tunneln, Galerien, langen Brücken.“

Dieser Passus bedarf in starkem Maß einer Interpretation mit Augenmaß. Es wurde in den Diskussionen von beiden Seiten einvernehmlich festgestellt, dass bei der Prüfung bereits bei wesentlich kleineren statisch-konstruktiven Abweichungen als bei Objekt- und Tragwerksplanungen der volle Leistungsumfang anfällt und damit auch die Reduktion des Honorars bei der Prüfung geringer ausfallen muss als bei der Planung.

Es gibt vermehrt Anzeichen, dass u. a. Kosten- und Termindruck ein verringertes Verantwortungsbewusstsein der am Bau Beteiligten zur Folge hat. In diesem Spannungsfeld ist die Funktion des Prüfengeieurs wichtiger denn je; der Prüfengeieur stellt für die immer stärker juristisch geprägte Bauverwaltung letztendlich die zentrale und nahezu einzige Position dar, über die der Bauherr die Herstellung dauerhafter Bauwerke maßgebend in der Ausführungsplanung beeinflussen kann.

Dieser erhöhte Anspruch an den Prüfengeieur ist mit der politischen Intention der Kostensenkung nicht vereinbar. Im Gegenteil, um in die Lage versetzt zu werden, den hohen Anforderungen gerecht zu werden, muss der Prüfengeieur auskömmlich honoriert werden.

Dazu ist es insbesondere erforderlich, dass auf der Basis des vorliegenden Entwurfs der RVP

- die Tafelwerte insgesamt zur Kompensation gesunkener Baukosten, gestiegener Löhne und umfangreicherer Nachweise neuer Normen angehoben werden,
- die Gebühren für kleinere Bauwerke zusätzlich um mindestens 20 Prozent – wegen seit langem unauskömmlicher Gebühren – angehoben werden und
- bei BAB-Talbrücken der Anteil der Baukosten für das erste Bauwerk zutreffend (zu 65 Prozent der gesamten Baukosten) angesetzt wird.

*Dr.-Ing. Günter Timm  
Dr.-Ing. Walter Streit*

## Untersuchung der Landesvereinigung Schleswig-Holstein

# Der Sicherheitsstandard bei Bauwerken sinkt dramatisch

**Die Vereinigung der Prüfengeiere für Baustatik des Landes Schleswig-Holstein hat ihre „Fehlersammlung für das Jahr 2001“ vorgelegt, mit der sie einen Querschnitt der Fehler dokumentiert, die den Prüfengeieren in ihrer täglichen Praxis am häufigsten begegnen.**

Die Untersuchung erfolgte vor dem Hintergrund, dass Freistellungsverfahren zur Regel geworden sind, die private Beauftragung des Prüfengeieurs durch den Bauherrn in der Musterbauordnung (MBO) vorgesehen ist, und dass auf dem Markt der Bauüberwachung sich fachfremde Institutionen ohne Kammermitgliedschaft und den Status eines Beratenden Ingenieurs tummeln.

Die Untersuchung ergab, dass es sich bei Bauwerken bewährt hat, die Planungsunterlagen vor Bau-

beginn zu erstellen und unabhängig prüfen zu lassen. Das Vier-Augen-Prinzip zur Fehlerminimierung dient dem Verbraucherschutz und ist ein wesentliches Element der vorbeugenden Gefahrenabwehr.

Auch um die Bedeutung dieses Verfahrens zu unterstreichen, haben die Prüfengeiere in Schleswig-Holstein ihre Beispielsammlung mit Mängeln und Fehlern zusammengestellt, die im Rahmen der Prüfung aufgedeckt und damit vermieden werden konnten.

Die Beispiele zeigen, dass der Sicherheitsstandard bei Bauwerken dramatisch absinkt, weil die Standsicherheit, die im Allgemeinen als selbstverständlich angesehen wird, nicht mehr zwangsläufig und automatisch gegeben ist, wenn nicht gut ausgebildete Tragwerksplaner beauftragt und eine Qualitätssicherung durch das Vier-Augen-Prinzip im Rahmen einer unabhängigen Prüfung vorgesehen sind.

Interessenten können die Fehlersammlung bei der Vereinigung der Prüfengeiere für Baustatik des Landes Schleswig-Holstein, Lindenstr. 93, 24558 Henstedt-Ulzburg, Fax: 04193/9008-44 bestellen.

„Normen müssen bleiben, was sie bisher waren“

## Verbände und Kammern rufen wider die „Normenflut gegen den Ingenieurverstand“ auf

**Sie wehren sich gegen die Gefahren, die der ungezügelte Normenwildwuchs bringt**

**Die Bundesingenieurkammer, der Verband Beratender Ingenieure, der Fakultätentag Bauingenieur- und Vermessungswesen und die Bundesvereinigung der Prüflingenieur- und Bautechnik (BVPI) haben, jeweils vertreten durch ihren Präsidenten oder durch ihren Vorsitzenden, einen Aufruf wider die Normenflut an die fachliche Öffentlichkeit gerichtet. Der von dem emeritierten Hochschulprofessor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Joachim Scheer initiierte Appell hat den folgenden Wortlaut:**

Bauingenieure müssen bei ihrer Arbeit Naturgesetze, z. B. der Mechanik, und viele Fakten, z. B. die Eigenschaften von Baustoffen, kennen und sie bei ihren Entwürfen und bei der Ausführung sorgfältig beachten. Studium, laufende Weiterbildung und Berufserfahrung vermitteln ihnen die dafür notwendigen Kenntnisse.

Was uns bevorsteht, hat mit der eigentlichen Aufgabe von Baubestimmungen in großem Umfang nichts mehr zu tun: Baubestimmungen haben das festzuhalten, was normativ für normale Bauaufgaben ist. Jetzt aber würden Bauingenieure zu technischen Juristen degradiert. Unsere Arbeit würde beherrscht werden von dem Zwang, ja keine Regel zu verletzen. Für einen guten Entwurf wird uns immer weniger Zeit bleiben, und das zu einem Zeitpunkt, in dem mit Recht von vielen Seiten der Niedergang der Baukultur beklagt wird.

Ein riesiges unübersehbares Eurocode-Paket kommt auf uns zu und, daran anknüpfend, Produktnormen, Bauregellisten (die keine Bauregeln enthalten!), nationale Anwendungsdokumente und anderes mehr. Parallel dazu

entstehen neue nationale Baubestimmungen und DIN-Fachberichte. Die meisten in der Praxis tätigen Bauingenieure haben die Übersicht über diesen Wust von Regelungen verloren. Sie verstehen die vielen völlig überflüssigen Regeln nicht mehr, die obendrein schlecht geordnet mit inhaltlich und sprachlich großen Mängeln und Widersprüchen präsentiert werden. Wesentliches geht gegenüber Unwesentlichem unter, die daraus entstehende Gefahr kann gar nicht überschätzt werden.

Die Befürworter begründen die europäische Normenflut damit, dass die Vermischung von Regeln und Grundlagen wegen des unterschiedlichen Wissensstandes in den einzelnen Ländern notwendig sei. Dem treten die Unterzeichner mit der Forderung entgegen, dass Normen das bleiben müssen, was sie im Wesentlichen bisher waren. Der Ausgleich des Wissens muss nationalen Kommentaren mit Beispielen vorbehalten bleiben.

Die Fehlentwicklung hängt auch damit zusammen, dass immer mehr aufwendige, vermeintlich wirklichkeitsnähere Nachweise an die Stelle von kurzen

und bewährten Regeln treten. In vielen Fällen rechtfertigt die Unzuverlässigkeit der Ausgangsdaten – dies oft wegen des rauen Baustellenbetriebes – den Aufwand nicht. Manche dieser neuen Regelungen würden entfallen, wenn man sich an das Wort von Aristoteles erinnerte: „Der geschulte Mann erstrebt keine größere Genauigkeit, als es das Wesen des Gegenstandes vernünftigerweise zulässt.“ Und Ergebnisse der Forschung von heute – oder sogar von morgen – gehören nicht in die Baubestimmungen von heute!

Die Unterzeichner dieses Aufrufes appellieren an alle, diese Epidemie zu stoppen und in den zuständigen Gremien mitzuwirken, dass keine überflüssige und keine mangelhaft formulierte Regel in Baubestimmungen verbleibt. Sie sind sich dabei des Wortes von Arthur Schopenhauer bewusst: „Jede Wahrheit durchläuft drei Stufen: Erst erscheint sie lächerlich, dann wird sie bekämpft, schließlich ist sie selbstverständlich.“ Sie rechnen mit der in den ersten beiden Stufen vorausgesagten Reaktion, hoffen aber, dass die dritte Phase erreicht wird.

*Für die Bundesingenieurkammer:*

gez. Dr.-Ing. K. H. Schwinn

*Für den Verband Beratender Ingenieure VBI:*

gez. Dipl.-Ing. Martin Aßmann

*Für den Fakultätentag Bauingenieur- und Vermessungswesen:*

gez. Univ. Prof. Dr.-Ing. U. F. Meißner

*Für die Bundesvereinigung der Prüflingenieur- und Bautechnik:*

gez. Dr.-Ing. G. Timm

## BÜV-Empfehlungen für die Prüfung von Windenergieanlagen

**Der Arbeitskreis Windenergieanlagen im Bau-Überwachungsverein (BÜV) hat eine Checkliste für die Prüfung und Überwachung von Windenergieanlagen fertig gestellt. Sie ist als eine Empfehlung zu werten, die die gleichzeitig erscheinende neue Richtlinie des Deutschen Instituts für Bautechnik ergänzen soll.**

Die Checkliste ist in einen formalen und einen technischen Teil gegliedert. Der formale Teil listet – im Sinne einer Ordnungsprüfung – die zu beachtenden Punkte für die Sichtung und Bewertung der bautechnischen Unterlagen auf; der technische Teil beinhaltet Positionen der bautechnischen Prüfung und behandelt Gründung, Fundamente und Turmschaft sowie die wiederkehrende Prüfung.

Die Empfehlung des BÜV ist nicht abschließend, weitergehende Regelungen in den bauaufsichtlich eingeführten Baubestimmungen bleiben von ihr unberührt.

Der Entwurf ist auf der Website der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) veröffentlicht worden und kann dort heruntergeladen werden.

Der Arbeitskreis würde sich über Anregungen und konstruktive Kritik aus Fachkreisen freuen. Diese können an die Geschäftsstelle der BVPI gerichtet werden.

Die Adresse:  
BVPI  
Ferdinandstraße 47  
20095 Hamburg  
Fax: 040/353565  
info@bvpi.de  
www.bvpi.de

## Timm wurde Ehrenmitglied des Deutschen Betonvereins

Der Präsident der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Günter Timm, ist auf dem Deutschen Beton- und Bautechniktag zum Ehrenmitglied des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins (DBV), des früheren Deutschen Beton-Vereins, ernannt worden, weil er, wie der frühere Präsident des DBV, Dipl.-Ing. Dieter Rappert, in seiner Laudatio öffentlich erklärte, sich nicht nur als Prüferingenieur und in vielen ehrenamtlichen Funktionen, sondern auch als planender und unternehmerisch han-

delnder Ingenieur stets „der Qualität unserer Bauwerke verpflichtet gefühlt“, habe. Aus dieser inneren Selbstverpflichtung sei, so Rappert die Ernennungsurkunde zitierend, auch Timms besonderes Engagement „für die Gestaltung praxisnaher und verständlicher technischer Regelwerke“ erwachsen, das er in zahlreichen Gremien und Verbänden, vor allem aber im Vorstand des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton und als Obmann des deutschen Spiegelausschusses für den Eurocode 1 („Einwirkungen“) zur Wirkung gebracht habe.

## 12. Bautechnisches Seminar in NRW am 5. November in Ratingen

Am 5. November wird in der Stadthalle Ratingen eines der Bautechnischen Seminare veranstaltet, die unter der fachlichen Obhut der Vereinigung der Prüferingenieure für Baustatik in NRW und des dortigen Ministeriums für Bauen und Wohnen seit Jahren organisiert und durchgeführt werden. Das 12. Seminar dieser Art bringt Vorträge und Diskussionen über

- die neue DIN 1045 (Grundlagen, Erläuterungen, Nachweise und Bemessung; Prof. Dr. Anton Weißenbach, Norderstedt und Prof. Dr. Bernhard Walz, Wuppertal),

- die Entwicklung der geotechnischen Normung in Deutschland und Europa (Dr. Volker Eitner, DIN),

- Gründungsschäden (Prof. Dr. Klaus Hilmer, Nürnberg),

- die geplante bauaufsichtliche Einführung der DIN 4020 (MR Dipl.-Ing. Ernst Klauke, Düsseldorf),

- Baugrundrisiken im Spiegel der Rechtsprechung und der Praxis (Prof. Dr. Klaus Englert, Deggendorf) sowie

- Informationen über den Überarbeitungsstand der Hinweise und Erläuterungen zu bautechnischen Vorschriften und Berechnungsverfahren (Dipl.-Ing. Karl Theo Reinhart).

Auskunft und Anmeldung beim Bauministerium in Düsseldorf (Dipl.-Ing. Ernst Schmieskors, Tel.: 0211/3843-402, Fax: 0211/3843-73402).



**Randgebiete der Prüfung/Brückenbau/Bahnbau**

# Auch die 51. Freudenstädter Arbeitstagung war ein Erfolg

## Die Landesvereinigung Baden-Württemberg bot ein attraktives Programm

**Wie jedes Jahr, so war auch in diesem Juni die „Freudenstädter Arbeitstagung“ der Vereinigung der Prüfengeure für Baustatik in Baden-Württemberg vielen Prüfengeuren und Gästen eine Reise nach Freudenstadt wert. Was ihnen dort geboten wurde, beschreibt der folgende Bericht.**

Auch im 51. Jahr des Bestehens der Landesvereinigung Baden-Württemberg war die Arbeitstagung in Freudenstadt ein großer Erfolg. 175 Kolleginnen, Kollegen und Gäste aus den Verwaltungen nahmen an einer Veranstaltung teil, die von durchweg guten und interessanten Vorträgen geprägt war.

Während die Damen zu einem Ausflug nach Pforzheim aufbrachen, um das dortige Schmuckmuseum zu besuchen und die gotische Basilika in Tiefenbronn näher kennen zu lernen, begann die Arbeitstagung mit einem Vortrag von Ministerialrat Ernst über „Randgebiete der bautechnischen Prüfung“. Angesprochen wurde dabei der Umgang mit Bauweisen und Bauteilen, die im Rahmen der bautechnischen Prüfung nicht selten Verfahrensfragen und Zuständigkeitsprobleme aufwerfen. Genannt seien in diesem Zusammenhang zum Beispiel Druckbehälter oder Baumaßnahmen für den Umweltschutz.

Zum gleichen Themenkreis gehört auch der ursprünglich vorgesehene Vortrag über die „Bedeutung der Gebrauchstauglichkeit im Rahmen der bautechnischen Prüfung“. In den neuen Normen stehen der Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit herausgehoben nebeneinander. In den Bekanntmachungen der im bau-

rechtlichen Verfahren zu beachtenden eingeführten DIN-Normen sind die Vorschriften jeweils in ihrem gesamten Umfang angesprochen. Insofern gehört die Prüfung der Gebrauchstauglichkeit zum Prüfungsumfang, auch wenn im Prüfungsauftrag darauf nicht ausdrücklich hingewiesen wird. Kein verünftiger Prüfengeur wird anhand der Planung die Standsicherheit eines Bauvorhabens bestätigen, aber sehenden Auges ein Bauwerk mit offensichtlich zu erwartenden Gebrauchstauglichkeitsmängeln errichten lassen. Als Prüfengeur sollte man im Prüfbericht zumindest eine entsprechende Empfehlung zur Vermeidung von Gebrauchstauglichkeitsmängeln aussprechen. In diesem Bereich ist Aufklärungsarbeit erforderlich, der verschobene Vortrag wird deshalb in das Programm 2004 aufgenommen.

Die drei folgenden Vorträge waren dem Brückenbau gewidmet:

■ Dr. Andrä zeigte anschaulich auch an bereits ausgeführten Projekten die Möglichkeiten des Einsatzes von vorgespannten CFK-Lamellen im Rahmen von Instandsetzungen und Ertüchtigungen auf. Als besonders geeignet zeigt sich diese Bauweise z. B. bei der Instandsetzung von gerissenen Koppelfugen an Brücken.

■ Prof. Falkner machte in seinem höchst engagierten Vortrag

auf die erheblich angestiegenen ermüdungsrelevanten Einwirkungen aus Schwerlastverkehr auf unseren Brücken aufmerksam.

■ Referatsleiter Freystein vom EBA in Bonn befasste sich mit der Anwendung der DIN-Fachberichte bei der Planung von Brücken im Bahnbereich und zeigte, nachdem die ersten Pilotprojekte geplant und gebaut sind, Unterschiede zu den bisherigen Regelungen und Probleme bei der Anwendung der neuen Regeln anschaulich auf.

Nach dem Bericht von Prof. Steinmetz über die Arbeit des statisch-konstruktiven Ausschusses der Landesvereinigung traf man sich am Abend im Kurhaus zum gewohnten Gesellschaftsabend.

Die Folge der Vorträge am Samstagvormittag begann Prof. Hosser mit seinen Erläuterungen zur Bemessung im Brandfall nach den aktuellen nationalen und europäischen Brandschutznormen.

Anschließend referierte Dr. Block zur Planung und Ausführung von nachträglichen Verankerungen mit Dübeln unter ermüdungsrelevanten Einwirkungen.

Das Highlight der Veranstaltung war zweifellos der Schlussvortrag von Prof. Radermacher, dem Leiter des Forschungsinstituts für anwendungsorientierte Wissensverarbeitung in Ulm. In seltener Klarheit gelang es ihm, die Probleme der Globalisierung verständlich darzustellen. Dabei beließ er es aber nicht, sondern arbeitete konsequent und nachvollziehbar Lösungsansätze heraus, die bisher viel zu wenig Gehör gefunden haben.

Die Zuhörer, auch die Damen, die den Ausführungen Radermachers zugehört hatten, waren nicht nur vom Inhalt, sondern auch von der Art des Vortrags begei-

## ■ Josef Steiner wurde 60



Seit 35 Jahren bei der Ingenieurgruppe Bauen: Josef Steiner wurde 60

**Der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüflingenieur in Baden-Württemberg, Diplom-Ingenieur Josef Steiner, ist kürzlich 60 Jahre alt geworden.**

Er kam im September 1943 in Braunseifen, (Nordmähren) zur Welt. Durch die Vertreibung seiner Eltern verschlägt es die Familie nach Friedrichstal bei Karlsruhe. 1962 schreibt er sich an der Technischen Hochschule Karlsruhe Friedericiana als Student des Bauingenieurwesens ein. Nach seinem Abschluss 1968 findet er seine erste Anstellung bei der knapp drei Jahre zuvor von E. Buchholz, K. Stiglat, H. Weckesser und H. Wippel gegründeten Ingenieurgruppe Bauen, der er bis heute treu geblieben ist.

Schnell lernt er aus der dort praktizierten Philosophie, vor dem „Rechnen“ durch übergreifende konstruktive und wirtschaftliche Überlegungen nicht nur machbare, sondern durchdachte Lösungen manchmal auch auf unkonventionellem Wege zu finden. Bald werden ihm große Projekte übertragen, und mit der Ausweitung des Büros führt er – zusammen mit H. Weckesser –

zunächst als Büroleiter die 1978 gegründete Niederlassung in Mannheim. 1984 tritt er in die Partnerschaft ein, 1988 bzw. 1991 folgen die Zulassungen als Prüflingenieur für Massiv- und Metallbau und 1995 als Sachverständiger für bautechnische Prüfungen im Eisenbahnwesen.

Sein besonderes Interesse für historische Glockenstühle und andere dynamisch beanspruchte Konstruktionen, für den Umgang mit wassergefährdenden Flüssigkeiten, den Einsatz von Stahlfaserbeton oder Befestigungsmöglichkeiten und Sonderfragen im Verkehrswegebau führt u.a. auch zur Mitarbeit in vielen Gremien und Ausschüssen.

Berufsständisch engagiert er sich als Vorsitzender der Landesvereinigung der Prüflingenieure in Baden-Württemberg, ist dort auch im Zulassungsausschuss und im statisch-konstruktiven Ausschuss sowie im erweiterten Vorstand der Bundesvereinigung der Prüflingenieure. Die von ihm seit über einem Jahrzehnt geprägte Arbeitstagung der baden-württembergischen Prüflingenieure in Freudenstadt ist – nicht zuletzt wegen der Themenwahl und des hohen Niveaus der Vorträge – für viele Kollegen Anlass, auch weite Anfahrtswege in Kauf zu nehmen.

Seine jetzigen Partner der Ingenieurgruppe Bauen, K. Dickerhof, R. Egner, J. Seiler und der Unterzeichner sind auf die Leistungen ihres „Ältesten“ stolz, wünschen ihm auch in Zukunft den Erhalt seiner unermüdbaren Schaffenskraft und seiner Gesundheit; sie ermahnen ihn aber, sich nicht zu viel abzufordern und sich auch einmal etwas mehr Ruhe und Lebensgenuss zu gönnen. *Dietmar H. Maier*

stert. Die ausliegenden Exemplare seines Buches „Balance oder Zerstörung“ gingen nach der Veranstaltung weg wie warme Semmeln. Radermachers Vortrag war das Tüpfelchen auf dem i einer gelungenen Veranstaltung.

Nachdem in einer Umfrage mit überwältigender Mehrheit für die Beibehaltung des Charakters der Veranstaltung und des Veranstaltungsortes votiert wurde, sieht man sich am letzten Juni-Wochenende 2004 in Freudenstadt wieder.

*Dipl.-Ing. Josef Steiner*

## ■ Triebischtal dankt für die große Spende

„Dies war aber alles nur möglich durch die großzügige Unterstützung der Mitglieder Ihrer Bundesvereinigung der Prüflingenieure. Dafür bedanken wir uns nochmals recht herzlich bei Ihnen.“

Mit diesem Satz hat der Bürgermeister der Gemeinde Triebischtal (Sachsen), Hermann Beyer, der Bundesvereinigung und der sächsischen Landesvereinigung der Prüflingenieure für die 66.000-Euro-Spende Dank gesagt, mit der – wir berichteten im Heft 22 darüber – die Prüflingenieure die großen Schäden zu beseitigen geholfen haben, die dieser Gemeinde durch das Jahrhundert-Hochwasser im August letzten Jahres zugefügt worden sind.

Das Geld der Prüflingenieure wurde für die Reparatur der erheblichen Schäden an einer Mehrzwecksporthalle und für die Finanzierung einer neuen Tragkraftspritze und eines neuen Feuerwehrfahrzeugs eingesetzt.

# Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Decken im Hochbau

## Vorbehalte gegen das Vorspannen verhindern eine breitere Anwendung vorgespannter Flachdecken

Deckentragwerke stellen, da sie mehr als ein Drittel der Rohbaukosten verursachen, im Hochbau ein wichtiges Konstruktionselement dar. Bei der Optimierung sind vor allem Flexibilität in der Nutzung, Integration von Haustechnik, Brand- und Schallschutz sowie die Wirtschaftlichkeit im Hinblick auf die Gesamtbaukosten zu berücksichtigen. Die Optimierung beginnt bereits bei der Beratung des Bauherrn in der ersten Entwurfsphase. Aus der Sicht des Tragwerkplaners gehört hierzu vor allem die Auswahl des Deckensystems, die häufig Grundsatzdiskussionen auslöst: Decke mit Unterzügen oder Flachdecke? Ortbeton, Halbfertigteile oder Fertigteile für eine Vollmontage? Stahlbeton oder Spannbeton? Der folgende Beitrag soll dabei behilflich sein, diese Fragen in Zukunft genauer zu beantworten.

### Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger



Jahrgang 1954; Diplom an der RWTH Aachen; 1984 Promotion TU Braunschweig; 1985 bis 1993 Philipp Holzmann AG; seit 1993 Leiter des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau der RWTH Aachen (IMB); seit 1994 Prüffingenieur für Baustatik der Fachrichtung Massivbau

## 1 Einführung

Der Tragwerksplaner favorisiert häufig Systeme mit kürzeren Spannweiten, mit Unterzügen und ohne Vorspannung, die den Materialverbrauch für den Rohbau und den Aufwand in der statischen Berechnung minimieren. Bauherr und Architekt wünschen bei geringen Kosten ein Maximum an Flexibilität und architektonischer Qualität. Wenn später die Bauausführenden hinzukommen, sind aus Zeitgründen weitere Optimierungen nur noch begrenzt möglich.

Die Vorteile der Flachdecke liegen in der einfachen Anpassung an komplexe Gebäudegrundrisse, der rationellen Herstellung und der freien Gestaltungsmöglichkeiten bei entsprechender Spannweite. Sie bieten günstige Voraussetzungen für Gebäude mit hohem Installationsgrad in horizontaler Richtung, da der Raum zwischen Unterkante der Konstruktion und der abgehängten Decke vollständig für die Haustechnik zur Verfügung steht. Gleiches gilt für die so genannten Slim-Floor-Systeme, bei denen Spannbeton-Hohlplatten auf deckengleiche Stahlunterzüge aufgelagert werden. Mit vorgespannten Deckensystemen (Flachdecke, vorgespannte Hohlplatte) lässt sich die Flexibilität in der Nutzung steigern, da größere Spannweiten und Schlankheiten bei gleichzeitig geringeren Durchbiegungen möglich sind. Die geringere Deckendicke spart außerdem Gebäudehöhe ein und verringert die Fundamentlasten. Typische Anwendungsfälle vorgespannter Decken sind Skelettbauten mit vergleichsweise regelmäßigem Stützenraster wie Bürogebäude, Park- und Warenhäuser oder Schulen. Die Deckenspannweiten liegen üblicherweise zwischen 7 und 12 m, die Nutzlast zwischen 3,5 und 10 kN/m<sup>2</sup> [1] [2] [3].

Vergleicht man die Rohbaukosten der verschiedenen Deckensysteme, so weichen eine einachsige gespannte Decke mit Unterzügen und eine vorgespannte Decke um weniger als 10 % voneinander ab. Geht man davon aus, dass die Decken etwa ein Drittel zu den Rohbaukosten beitragen, die wiederum ein Drittel der Gesamtkosten bilden, dann liegen die Mehrko-



sten bei etwa 1 %. Diese Mehrkosten werden durch die höhere Flexibilität in der Nutzung, durch Einsparungen bei der Haustechnik wegen einfacherer Leitungsführung und bei der Fassade wegen geringerer Gebäudehöhe mehr als ausgeglichen.

Trotz dieser Vorteile ist der Anteil der vorgespannten Decken in Deutschland noch sehr gering. Dagegen werden heute in den Beneluxländern und in Skandinavien rund 50 % der Deckenflächen mit Vorspannung ausgeführt. Um eine ähnliche Entwicklung in Deutschland zu fördern, werden nachfolgend Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Flachdecken und Decken aus vorgespannten Hohlplatten näher erläutert.

## 2 Vorgespannte Flachdecken aus Ortbeton

### 2.1 Allgemeines

Die Vorteile von vorgespannten Flachdecken sind vielfach beschrieben, dennoch wird diese Bauweise von Tragwerksplanern selten vorgeschlagen und noch seltener von Baufirmen ausgeführt. Fehlende Erfahrung und wenig bekannte Hilfsmittel, die einen einfachen Vorentwurf ermöglichen, sind vermutlich eine Ursache. Zur Vorbemessung können die Schnittgrößen aus Vorspannung ebenso wie aus äußerer Belastung an Ersatzbalken oder Ersatzrahmen ermittelt werden [3] [4] [5] [6] [7]. Bei regelmäßigen Grundrissen können diese Verfahren auch zur Ausführungsplanung verwendet werden, für unregelmäßige Systeme empfiehlt sich die Berechnung mit FE-Modellen. Während die Ermittlung der Schnittgrößen äußerer Belastung mit der FE-Methode Stand der Technik ist, scheint die Anwendung für den Lastfall Vorspannung den Tragwerksplanern weniger vertraut zu sein. Daher soll nachfolgend die grundsätzliche Vorgehensweise beschrieben werden.

### 2.2 Spanngliedführung und Vorspanngrad

Bei den ersten Anwendungen wurden die Spannglieder in beiden Richtungen gleichmäßig auf die Feld- und Gurtstreifen verteilt. Bereits in den 70er Jahren begann man in der Schweiz, die Spannglieder überwiegend in den Stützstreifen anzuordnen. Mögliche Spanngliedführungen sind in **Abb. 1** dargestellt. Im Fall a) werden die Spannglieder über der Stütze konzentriert und wirken wie versteckte Unterzüge einer zweiachsig gespannten Platte. Durch die zusätzliche Anordnung von Spanngliedern im Feldbereich (Fall b)) kann das Durchbiegungsverhalten weiter verbessert werden.

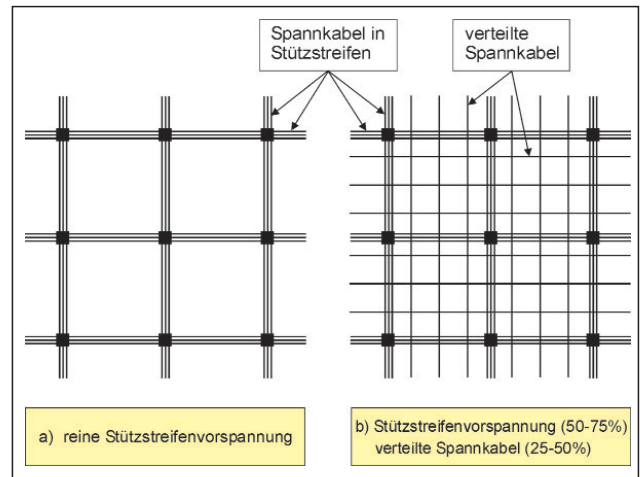


Abb. 1: Mögliche Spanngliedführungen

Nach neueren ausgeführten Projekten ist die Stützstreifenvorspannung die wirtschaftlichere Lösung, vor allem weil dann die nach unten gerichteten Umlenkpressungen am Hochpunkt des Spanngliedverlaufs direkt in die Stütze abgeleitet werden. Die prinzipielle Wirkung der Vorspannung, die aus der Biegewirkung und der Scheibenwirkung besteht, verdeutlicht **Abb. 2**. Während die nach oben gerichteten Umlenkpressungen im Feldbereich den äußeren Lasten entgegenwirken, sollte der Bereich der Gegenkrümmung im Hochpunkt möglichst klein sein, um die in Richtung der äußeren Belastung wirkenden Umlenkpressungen direkt in die Stütze einzuleiten. Dieser Grundgedanke erklärt, weshalb eine Stützstreifenvorspannung die wirtschaftlichere Konstruktionsform ist. Bei Anordnung von zusätzlichen Spanngliedern in den Feldstreifen werden Abtriebskräfte erzeugt, die außerhalb des Stützenbereiches wirken und durch zusätzliche Spannglieder in den Stützstreifen aufgenommen werden müssen.

Die teilweise Vorspannung mit Vorspanngraden  $\kappa$  zwischen 0,3 und 0,7 nach DIN 1045-1 (07/2001) [9] ermöglicht nutzungsgerechte und wirtschaftliche Vorspanngrade für Vorspannung mit

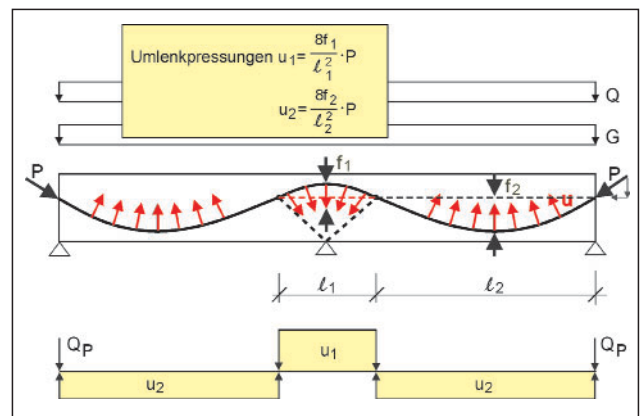


Abb. 2: Prinzipielle Wirkung der Vorspannung



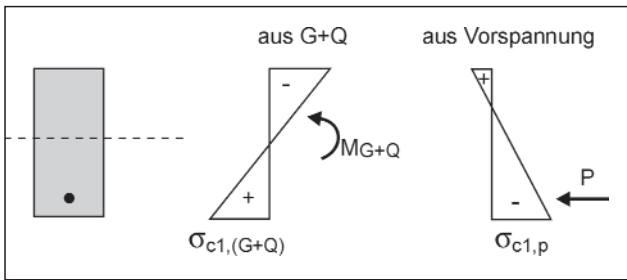


Abb. 3: Spannungsverteilung infolge  $M_{G+Q}$  und Vorspannung  $P$

nachträglichem Verbund, sofortigem Verbund und ohne Verbund. Bisher war nach DIN 4227, Teil 6 eine teilweise Vorspannung nur in Verbindung mit Spanngliedern ohne Verbund erlaubt, Vorspannung mit nachträglichem Verbund oder mit sofortigem Verbund erforderten nach DIN 4227, Teil 1 [8] mindestens eine beschränkte Vorspannung (Vorspanngrad  $> 0,7$ ), da Teil 2 der Norm zur teilweisen Vorspannung bauaufsichtlich nicht eingeführt war.

Für die quantitative Festlegung des Vorspanngrades  $\kappa$  eignet sich die auf den Gebrauchszustand bezogene Definition am besten (Abb. 3):

$$\kappa = \frac{\sigma_{cl,p}}{\sigma_{cl,(G+Q)}}$$

mit

$\sigma_{cl,p}$      Betonspannung aus statisch bestimmter und statisch unbestimmter Wirkung der Vorspannung am Querschnittsrand der vordrückten Zugzone im Zustand I.

$\sigma_{cl,(G+Q)}$      Betonspannung aus der als maßgebend betrachteten Lastfallkombination am Querschnittsrand der vordrückten Zugzone im Zustand I.

Bei teilweiser Vorspannung sind Vorspanngrade zwischen 0,4 und 0,6 besonders wirtschaftlich. Hieraus folgt, dass bei geringen Verkehrslasten 70 bis 80 % des Eigengewichtes einschließlich der Ausbaulasten durch die Vorspannung ausgeglichen werden, bei hohen Verkehrslasten das volle Eigengewicht. Ein weiteres Entwurfskriterium für die Höhe der Vorspannung ist die zentrische Normalspannung infolge Vorspannung, die je nach Verkehrslastanteil zwischen 1,0 und 2,0 MN/m<sup>2</sup> betragen sollte, wobei die Vorspannkraft auch bei einer Stützstreifenvorspannung auf den gesamten Betonquerschnitt bezogen wird.

## 2.3 Schnittgrößen aus Vorspannung

Durch die Vorspannung werden in einer Flachdecke Biege- und Scheibenspannungen erzeugt, die

vereinfachend getrennt ermittelt werden können. Die Umlenkkräfte der gekrümmten Spannglieder sowie die Vertikalkomponenten und Ausmitten der Ankerkräfte verursachen die Biegewirkung, die Horizontalkomponente der Vorspannkraft die Scheibenwirkung [3] [4].

### 2.3.1 Biegewirkung der Vorspannung

Die Biegemomente infolge Vorspannung können entweder durch Ansatz der statisch bestimmten Vorspannmomente oder der Umlenkkräfte als äußere Last am Tragwerk ermittelt werden. Bei Flächentragwerken mit regelmäßiger Spanngliedführung bietet die Umlenkkraftmethode erhebliche rechentechnische Vorteile, wenn die als Linienlasten wirkenden Umlenkkräfte in Flächenlasten umgerechnet werden. Wirken die äußeren Lasten als gleichmäßig verteilte Flächenlasten, was im üblichen Hochbau dem Regelfall entspricht, sollten die Spannglieder in x- und y-Richtung eine entgegenwirkende Umlenkkpressung erzeugen, die ebenfalls gleichmäßig verteilt ist. Die Größe der Umlenkkpressung kann bei parabelförmiger Spanngliedführung aus der Vorspannkraft, dem Parabelstich und der zugehörigen Parabellänge ermittelt werden (Abb. 2).

$$u = u_x + u_y$$

$$u_x = \frac{8 \cdot p_x \cdot f_x}{l_x^2}$$

$$u_y = \frac{8 \cdot p_y \cdot f_y}{l_y^2}$$

mit  $p_x, p_y$      Vorspannkraft je m in x- und y-Richtung  
 $f_x, f_y$      Parabelstich in x- und y-Richtung  
 $l_x, l_y$      Länge des zugehörigen Parabelabschnittes

Grundsätzlich könnte die Umlenkenflächenlast  $u$  aus beliebigen Anteilen  $u_x$  und  $u_y$  zusammengesetzt werden. Um eine annähernd gleichmäßige Verteilung der Betonstahlbewehrung zu erreichen, sollten die Normalkräfte aus Vorspannung  $p_x$  und  $p_y$  im Verhältnis der Biegemomente aus äußerer Last gewählt werden. Aus  $p_x / p_y \approx l_x^2 / l_y^2$  folgt dann  $u_x \approx u_y$ .

### 2.3.2 Scheibenwirkung der Vorspannung

Neben der Biegewirkung erzeugt die Vorspannung einen Scheibenspannungszustand, der im Regelfall von der Plattenwirkung getrennt betrachtet werden kann. Auf eine genauere Berechnung, z.B. an FE-Modellen kann verzichtet werden, wenn folgende Prinzipien beachtet werden:

■ Die Aktivierung der Scheibenwirkung infolge Vorspannung setzt eine horizontalverschiebliche La-

gerung der Deckenscheibe voraus. Ist die Deckenscheibe durch steife Kerne statisch unbestimmt gelagert, werden nur sehr geringe Normalkraftanteile in die Decke eingeleitet. Stützen mit üblichen Abmessungen erzeugen eine vernachlässigbare Abminderung der Vorspannung.

■ Um die Vorspannkraft zielsicher in die Deckenplatte einzuleiten, ist Voraussetzung, dass aussteifende Treppenhäuser die Verkürzung der Deckenscheibe möglichst wenig behindern. Konsequenterweise werden die Horizontalkräfte aus äußeren Lasten nur von wenigen Wandscheiben abgetragen, die im Grundriss so angeordnet werden, dass sie keine oder nur geringe Zwängungen erzeugen. An Treppenhauskernen, die im Grundriss weit auseinander liegen, sollte die Decke horizontal verschieblich, z.B. auf Elastomerlagern mit Gleitschicht aufgelagert werden. Die Dehnungsbehinderung durch kleine Stützenquerschnitte und durch Wände in Richtung ihrer schwachen Achse ist häufig so gering, dass sie vernachlässigt werden kann.

■ Bei der Einleitung der Vorspannkraft kann vereinfachend von einer Kraftausbreitung unter  $45^\circ$  zur Spanngliedachse ausgegangen werden. Für die Bemessung dürfen nur die bereits verteilten Normalkräfte aus Vorspannung angesetzt werden.

## 2.4 Spannverfahren

Als Spannglieder stehen die in **Abb. 4** dargestellten Spannverfahren zur Verfügung, die in Vorspannung mit und ohne Verbund unterschieden werden. Wird die Bemessung nach DIN 4227 [8] durchgeführt, ist eindeutig die Vorspannung ohne Verbund zu bevorzugen, da nach DIN 4227, Teil 6 [5] höhere Spannstahlspannungen zulässig sind, wie es die Werte für Litzen aus St 1570/1770 belegen ( $0,7 \cdot \beta_z = 1239$  gegenüber  $0,55 \cdot \beta_z = 973 \text{ N/mm}^2$ ). Bei einer Bemessung nach DIN 1045-1 [9] sind die zulässigen Spannstahlspannungen unabhängig von der Verbundart und liegen geringfügig über den Werten nach DIN

4227, Teil 6. Nach Absetzen der Pressenkraft auf den Anker darf die Spannstahlspannung  $\sigma_p$  den kleineren der beiden folgenden Werte nicht überschreiten:  $0,75 f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 = 1328 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $0,85 f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1500 = 1275 \text{ N/mm}^2$ .

Ein weiterer wesentlicher Gesichtspunkt sind die Material- und Lohnkosten. Die Materialkosten der Spannglieder ohne Verbund sind wegen des werkseitigen Korrosionsschutzes um etwa 10 % teurer, während Spannglieder mit nachträglichem Verbund einen höheren Lohnaufwand beim Verlegen und Injizieren der Hüllrohre mit Zementmörtel erfordern. Bei Vorspannung ohne Verbund darf wegen des werkseitigen Korrosionsschutzes beim Nachweis der Dauerhaftigkeit der Dekompressionsnachweis entfallen und die rechnerische Rissbreite von 0,2 auf 0,3 mm vergrößert werden. Hieraus folgt ein geringerer Spannstahlbedarf für die Vorspannung ohne Verbund, der die höheren Materialkosten ausgleicht.

Nachteile bei Monolitzen können entstehen, wenn später bei unkoordinierten Bohr- oder Stemmarbeiten einzelne Spannglieder durchtrennt werden, was wegen des fehlenden Verbundes zu einem Totalausfall des Spanngliedes zwischen den Verankerungspunkten führt. Werden in der Planung Bereiche für Aussparungen vorgegeben, die Lage der Spanngliedtrassen im Bauwerk gekennzeichnet und zulässige Bohrtiefen für Dübelbohrungen in der Nähe von Spanngliedern festgelegt, wirkt sich dieser Nachteil nicht besonders aus.

## 2.5 Kostenvergleich Stahlbeton/Spannbeton

Um die Wirtschaftlichkeit von Flachdecken aus Spannbeton und Stahlbeton zu vergleichen, wurde eine Flachdecke mit einem regelmäßigen Stützenraster im Abstand von 10 m in einer Vergleichsrechnung untersucht. Bei einer Verkehrslast von  $5,0 \text{ kN/m}^2$  beträgt die Deckendicke 28 cm bzw. 36 cm, was für Stahlbetondecken nur bei Verzicht auf eine strenge Begrenzung der Durchbiegung möglich ist. Trotz der höheren Spannstahlkosten sind die Gesamtkosten der Decke mit Vorspannung ohne Verbund nur geringfügig höher als bei einer Ausführung in Stahlbeton (**Abb. 5**). Berücksichtigt man das günstigere Durchbiegungs- und Rissverhalten, das geringere Eigengewicht für die Lastweiterleitung und die geringeren Fassadenkosten wegen der kleineren Deckendicke, so überwiegen die Vorteile der vorgespannten Flachdecke. Wenn die am Bau Beteiligten, hier vor allem die Tragwerksplaner und Baufirmen, ihre Vorbehalte gegen das Vorspannen im Hochbau zurücknehmen, ist in Zukunft

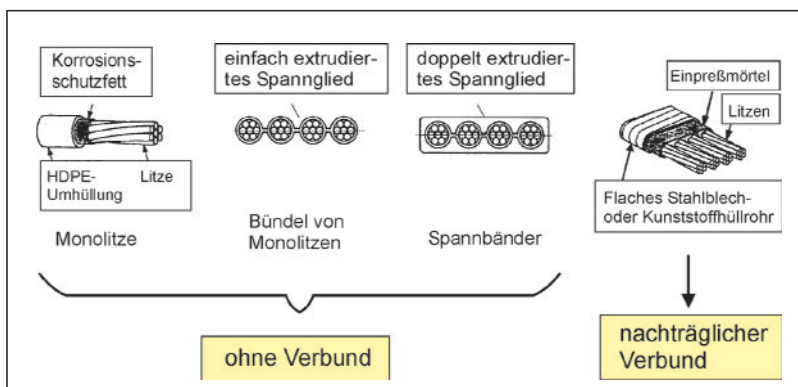


Abb. 4: Spannverfahren für Flachdecken

	Stahlbeton, d= 36 cm	Spannbeton, d= 28 cm
<b>Schalung</b>	31,40 €/m <sup>2</sup>	31,40 €/m <sup>2</sup>
<b>Beton</b>	30,60 €/m <sup>2</sup>	23,80 €/m <sup>2</sup>
<b>Betonstahl</b>	32,90 €/m <sup>2</sup>	20,70 €/m <sup>2</sup>
<b>Spannstahl</b>	--	20,80 €/m <sup>2</sup>
<b>Gesamt</b>	94,90 €/m <sup>2</sup>	96,70 €/m <sup>2</sup>
<b>Vergleich</b>	100 %	102 %

Abb. 5: Kostenvergleich für eine Flachdecke mit einem Stützenraster 10 × 10 m

eine breitere Anwendung von vorgespannten Flachdecken zu erwarten.

## 3 Vorgespannte Hohlplatten

### 3.1 Allgemeines

Spannbetonhohlplatten sind vorgefertigte Deckenelemente mit einer einachsigen Tragwirkung. Als Beton wird nahezu ausschließlich Beton der Festigkeitsklasse B 55 verwendet. **Abb. 6** zeigt typische Querschnitte mit den wesentlichen Elementen einer Spannbeton-Hohlplatte.

Spannbetonhohlplatten sind standardmäßig 1,20 m breit, können aber auch ab 30 cm in allen Breiten im Raster von 10 cm geliefert werden. In der Regel liegen die Deckendicken zwischen 15 und 40 cm, sodass sich Spannweiten von bis zu 20 m realisieren lassen. Die runden, ovalen oder auch rechteckigen Hohlräume ergeben eine Material- und Gewichtsersparnis gegenüber Massivplatten von bis zu 40 %. Um die Querkrafttragfähigkeit sicherzustellen,

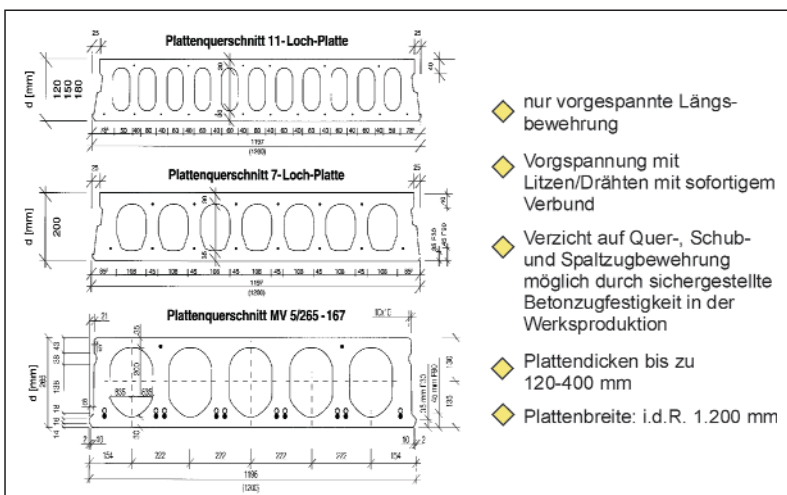


Abb. 6: Querschnitte von Spannbeton-Hohlplatten

verbleibt immer ein Restquerschnitt, der größer als 30 % der Gesamtbreite ist. Als Bewehrung wird ausschließlich eine vorgespannte Längsbewehrung aus Litzen oder Drähten mit sofortigem Verbund verwendet. Zur Sicherung der Robustheit der Platten wird abweichend von DIN 4227 [8] bzw. 1045-1 [9] keine Betonstahlbewehrung angeordnet. Stattdessen ist die Vorspannung der verwendeten 1/2" und 3/8" Litzen auf 1000 N/mm<sup>2</sup> zu begrenzen. Auf die in Stahlbetonbauteilen übliche Schub- und Spaltzugbewehrung wird ebenfalls verzichtet.

### 3.2 Tragverhalten und statische Nachweise

Die Grundlage für alle statischen Nachweise bildet zurzeit noch DIN 4227, Teil 1 [8]. Abweichungen hiervon sind durch Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik geregelt. Zur Aufnahme der Beanspruchungen aus Querkraft, Querbiegung und Spaltzug wird die Betonzugfestigkeit in Ansatz gebracht (**Abb. 7**), die im Rahmen der Eigen- und Fremdüberwachung an zentrischen Zugproben und Biegekörpern aus der laufenden Produktion nachzuweisen ist. Die Betonzugfestigkeit kann alternativ auch an vertikal gebohrten Kernen aus dem Steg bestimmt werden. Die bis vor kurzem noch erlaubte horizontale Entnahme von Bohrkernen aus der Druckzone hat das Deutsche Institut für Bautechnik seit Dezember 2002 ausgeschlossen, da hieraus bei mit Gleitfertigern hergestellten Hohlplatten nicht eindeutig auf die Zugfestigkeit im Steg geschlossen werden kann (siehe auch Abschn. 3.4).

Aufgrund der fehlenden Querbewehrung ist die Breite der Hohlplatte auf 1,20 m begrenzt. Breitere Platten dürfen nur eingesetzt werden, wenn es im Rahmen einer Zustimmung im Einzelfall gelingt, die Zugspannungen aus der Querbiegebeanspruchung bei Montage und im Endzustand mit den zulässigen Werten nachzuweisen.

Zur räumlichen Stabilisierung werden die Decken in der Regel als horizontale Scheiben ausgebildet, um die Horizontalkräfte in Wände und Kerne weiterzuleiten. Bei Decken aus Hohlplatten wird die Scheibenwirkung durch die Fugenbewehrung, den Ringanker und den Fugenverguss hergestellt (**Abb. 8**). Bei der Bemessung und der konstruktiven Durchbildung sind folgende Prinzipien zu beachten:

Die Scheibe ist Teil eines wirklichkeitsnahen Tragmodells, das die Verträglichkeit der Verformungen der aussteifenden Bauteile berücksichtigt. Die Scheibentragwirkung wird in der Regel



Nachweise nach DIN 4227	Nachweise nach Zulassung
→ Spannstahlspannung $\leq 1000 \text{ N/mm}^2$	→ Querkrafttragfähigkeit der Stege ohne Schubbewehrung (Zone a / Zone b)
→ Rissbreitenbeschränkung	→ Stirnspaltzug $\leq 2,2 \text{ N/mm}^2$
→ Spannkrafteinleitung	→ Querbiegespannungen $\leq 1,9 \text{ N/mm}^2$
→ Betonrandspannung im Gebrauchszustand $\leq 4,5 \text{ mN/mm}^2$	→ Querverteilung über Fugenscherkräfte
	→ Ringanker und Scheibenwirkung

Abb. 7: Statische Nachweise für Spannbeton-Hohlplatten

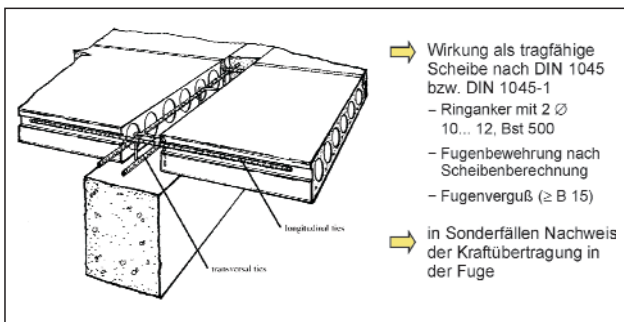


Abb. 8: Bemessung und konstruktive Durchbildung der Deckenscheibe

durch ein Strebenfachwerk oder ein Bogen-Zugbandmodell beschrieben. Der Betonquerschnitt bildet die Druckstreben und die Bewehrung in den Fugen die Zugstäbe ab.

An den Knoten und den Verbindungen zu den aussteifenden Bauteilen sind die Einleitung der Betondruckkräfte und die Verankerung der Zugkräfte über Verbund nachzuweisen.

### 3.3 Auflagerung

An den Auflagern der Hohlplatte fordert die Zulassung mit Verweis auf DIN 1045, 19.5.4 ein Mörtel- bzw. Betonbett oder gleichwertige Zwischenlagen, die negative Auswirkungen auf die Standsicherheit ausschließen. Von besonderer Bedeutung für Hohlplatten ist hierbei die Aufnahme der Querkraftspannungen, die aus der Verformung des Auflagers entstehen können. Da die Betonzugfestigkeit gleichzeitig auch bei der Spannkrafteinleitung und der Querverteilung von Lasten in Ansatz gebracht wird, steht für Zusatzspannungen aus Auflagerverformungen eine begrenzte Kapazität zur Verfügung.

Der Einfluss der Auflagerung auf die Tragfähigkeit von Spannbeton-Hohlplatten wurde erstmals von Pajari in Finnland Anfang der 90er Jahre untersucht [10] [11]. Das Versuchsprogramm zur

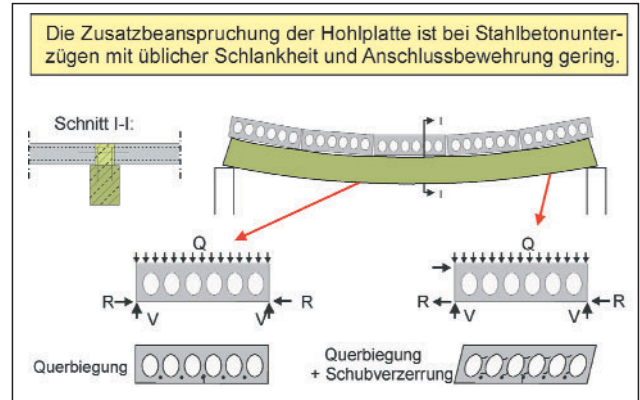


Abb. 9: Spannbeton-Hohlplatten bei Auflagerung auf Stahlbeton- und Spannbetonunterzügen

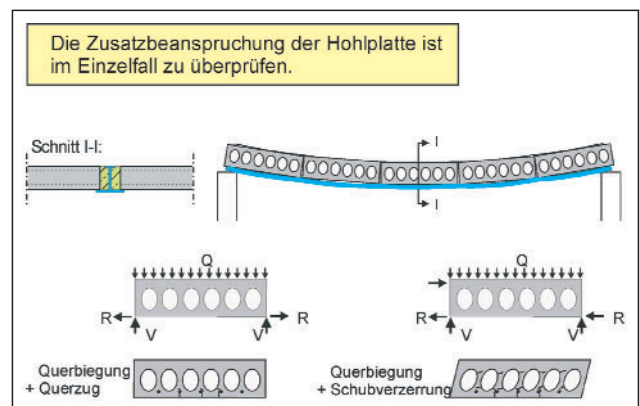


Abb. 10: Spannbeton-Hohlplatten bei Auflagerung auf deckengleichen Stahlträgern (Slim floor)

Tragfähigkeit der Hohlplatten im Auflagerbereich bestand aus zehn Großversuchen, bei denen die Ausführung der Unterzüge (Stahlbeton, Spannbeton, deckengleiche Stahlträger) variiert wurde. Nach diesen Versuchen wird die Querkrafttragfähigkeit der Hohlplatten um bis zu 50 % reduziert. Gleichzeitig wurden Längsrisse entlang der Litzen im Auflagerbereich festgestellt, die zu einer verminderten Verbundfestigkeit der Spannbewehrung führen. Zur Veranschaulichung der Fragestellung sind in **Abb. 9** und **Abb. 10** zwei verschiedene Auflagerbedingungen gegenübergestellt.

In **Abb. 9** sind die Hohlplatten in der Druckzone eines Stahlbetonbalkens aufgelagert, in **Abb. 10** liegen die Platten auf dem Untergurt eines Stahlträgers auf. In beiden Fällen werden die Hohlplatten in Feldmitte des Unterzuges auf Querbiegung beansprucht, da sie infolge der Trägerkrümmung nur an den Rändern auflagern. Während sich bei der Auflagerung in der Druckzone die Biegedruckkraft des Trägers günstig auswirkt, indem sie die Hohlplatte in Querrichtung auf Druck beansprucht, erhält die in der Zugzone des Stahlträgers aufgelagerte Hohlplatte eine zusätzliche Zugbeanspruchung. Den Platten am Ende des Unterzuges wird zusätzlich eine Querverzerrung

aufgeprägt. Nach den Versuchen von Pajari, bei denen entsprechend **Abb. 9** und **Abb. 10** fünf Hohlplatten auf Unterzügen aufgelagert waren, trat das Querkraftversagen immer zuerst an den äußeren Platten auf, d. h. an den Enden der Unterzüge. Aus den Versuchsergebnissen zieht Pajari folgende Schlussfolgerungen:

Die Verformung der Auflagerbalken kann die Querkrafttragfähigkeit der unbewehrten Hohlplattenstege um bis zu 50 % reduzieren.

Die Abminderung lässt sich nicht allein mit der Durchbiegung und Krümmung des Unterzuges erklären. Neben der Biegesteifigkeit des Unterzuges sind die Reibung zwischen Hohlplatte und Unterzug, die Schlankheit der Hohlplatte und die Aktivierung als Verbundquerschnitt bestehend aus Unterzug und Hohlplatte von Bedeutung.

Die Längsrissbildung im Bereich der Spannkrafteinleitung vermindert die Querkrafttragfähigkeit vermutlich zusätzlich, da der günstige Einfluss der Vorspannung verloren geht.

In **Abb. 11** und **Abb. 12** sind Ergebnisse aus eigenen FE-Simulationen dargestellt [12]. Durch die Spannkrafteinleitung im Alter von 10 bis 14 Stunden werden bei Aktivierung des Hoyer-Effektes Hauptzugspannungen im Beton erzeugt, die bis an die Betonzugfestigkeit zu diesem Zeitpunkt heranreichen können. Im Zuge der weiteren Erhärtung von ca. 25 auf 60 N/mm<sup>2</sup> baut sich allerdings eine zusätzlich aus-

nutzbare Zugfestigkeit auf, die zur Aufnahme von Querkzugspannungen zur Verfügung steht. Ein rissefreier Spannkrafteinleitungsbereich ist für die Verbundfestigkeit der Spannbewehrung von entscheidender Bedeutung [13]. Bei einer Längsrissbildung mit größeren Rissbreiten geht die günstige Wirkung des Hoyer-Effektes vollständig verloren, sodass für den Nachweis der Endverankerung nur eine deutlich verminderte Verbundfestigkeit angesetzt werden darf [9].

In **Abb. 12** ist deutlich zu erkennen, dass der untere Plattenspiegel der Hohlplatte nennenswerte Zugkräfte bei einer biegeweichen Auflagerung erhält. Wegen der Verformung des Unterzuges werden die äußeren Stege höher belastet, sodass der untere Plattenspiegel zum Zugband eines Stabwerkes wird, das die Querkraft der inneren Stege auf die äußeren umlagert. Die Umlagerung auf die äußeren Stege erklärt auch die Abnahme der Querkrafttragfähigkeit gegenüber einer starren Lagerung.

In [14] fasst Hartz die Diskussion im Sachverständigen-Ausschuss „Spannbeton-Hohlplatten“ zusammen. Solange die offenen Fragen zur Abnahme der Querkrafttragfähigkeit und zur Rissbildung im Bereich der Spannkrafteinleitung nicht geklärt sind, gelten die Regelungen der Zulassung, d.h., die Auflagerung auf biegeweichen Trägern ist durch die Zulassungen zunächst ausgeschlossen. Dennoch ist eine Abweichung von der starren Lagerung möglich, wenn die Querkrafttragfähigkeit der Hohlplatte angemessen reduziert wird. Für derartige Fälle wird nach [14] allerdings stets eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich.

Nach [10, 11] war die Abnahme der Querkrafttragfähigkeit sowohl bei Auflagerung auf deckengleichen Stahlträgern als auch bei Auflagerung auf schlanken, statisch bestimmt gelagerten Stahlbeton- und Spannbetonunterzügen festzustellen. Im Versuch mit einem Spannbeton-Durchlaufträger als Auflager stellte sich nur eine sehr geringe Tragfähigkeitsreduzierung ein. Solange keine neueren Erkenntnisse vorliegen, empfiehlt sich folgende Vorgehensweise:

- Bei Auflagerung auf Unterzügen sollte die Querkrafttragfähigkeit der Hohlplatten nach Zulassung grundsätzlich nicht voll ausgenutzt werden. Ausnahmen bilden sehr biegesteife Stahlbeton- und Spannbetonträger mit Schlankheiten  $l/d < 10$ .

- Für Unterzüge, die schon im Gebrauchszustand Verformungen von  $1/300$  erfahren, sollte die Querkrafttragfähigkeit nach Zulassung auf 50 % reduziert werden.

- Um die Endverankerung der Spannstähle am Auflager zu verbessern, sollte die Auflagertiefe ver-

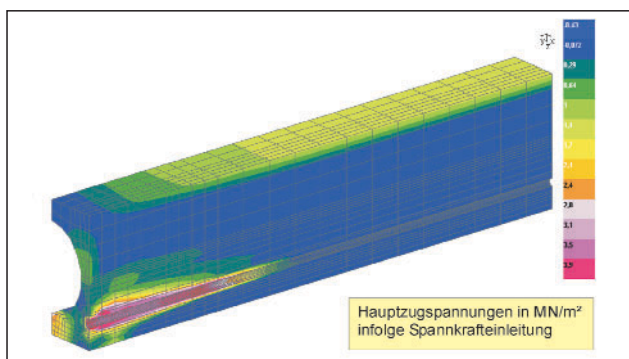


Abb. 11: Ergebnis aus FE-Simulationen

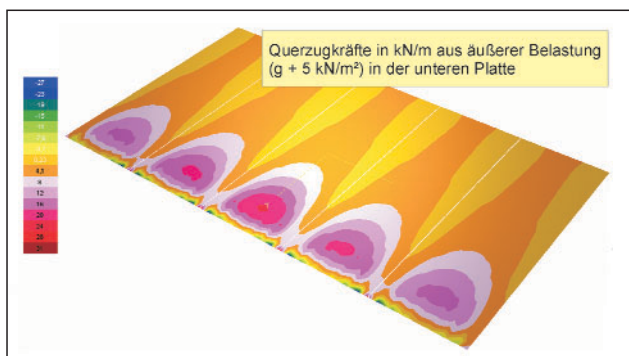


Abb. 12: Ergebnis aus FE-Simulationen



größert und die Fugenbewehrung verstärkt werden. Außerdem empfiehlt es sich, je Hohlplatte ein bis zwei Hohlkammern am Auflager auszubetonieren und mit einer Stabstahlzulage zu bewehren.

### 3.4 Herstellung, Montage und Überwachung

Die Herstellung der Spannbeton-Hohlplatten weist einen sehr hohen Mechanisierungsgrad auf. Auf den bis zu 150 m langen Spannbahnen werden entweder Gleitfertiger oder Extruder eingesetzt, die mit einer Fertigungsgeschwindigkeit von etwa einem Meter pro Minute arbeiten. Während beim Extruderverfahren der gesamte Querschnitt in einem Guss hergestellt wird, betoniert der Gleitfertiger den Querschnitt in zwei bis drei Lagen im Abstand von zwei bis drei Metern. Sind Betonrezeptur und Fertigungsverfahren nicht richtig aufeinander abgestimmt, können Fehlstellen im Betonquerschnitt entstehen. Da für eine Reihe von Nachweisen die Zugfestigkeit des Betons angesetzt wird, ist bei Abnahmen hierauf besonders zu achten (Abb. 13 bis Abb. 15).

Aussparungen werden direkt nach dem Betonieren mit Betonsaugern am frischen Beton hergestellt. Nach Erreichen einer Betonfestigkeit von rund  $25 \text{ N/mm}^2$  im Alter von 10 bis 14 Stunden werden die einzelnen Deckenelemente mit einer Diamantsäge auf die erforderliche Länge zugeschnitten. Durch das Trennen der Spanndrähte wird gleichzeitig die Vorspannung aufgebracht. Die Qualität der Spannkrafteinleitung lässt sich über den Litzeneinzug überprüfen, der laut Zulassung je nach Draht- und Litzendurchmesser auf 1,5 bis 3,0 mm begrenzt ist (Abb. 13). Ein größerer Litzeneinzug ist ein Beleg für eine zu geringe aufnehmbare Verbundspannung, die im Regelfall durch eine Längsrisssbildung entlang des Spannstahts verursacht wird.

Bei Transport und Montage müssen spezielle Montagezangen verwendet werden, um Längsrisse infolge unplanmäßiger Querbiegebeanspruchung zu vermeiden. Gemäß Zulassung dürfen grundsätzlich



Abb.13: Kontrolle von Herstellungstoleranzen und Litzeneinzug

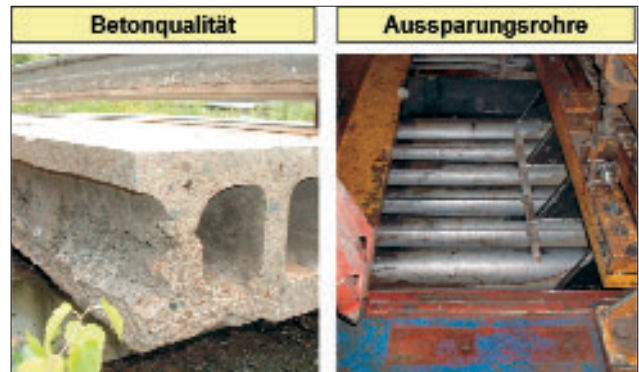


Abb.14: Mangelhafter Stegbeton durch falsch eingestellte Betonrezeptur

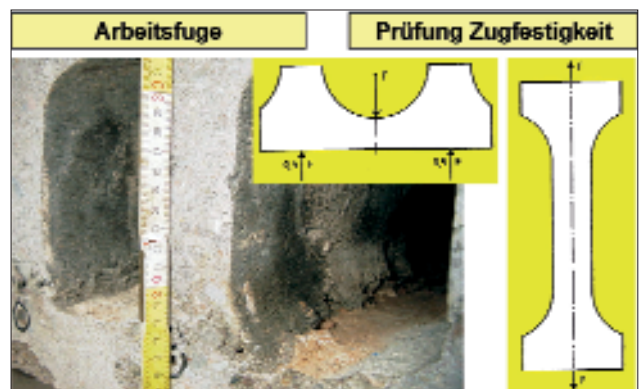


Abb.15: Schlechte Qualität der Arbeitsfuge im Stegbereich, Prüfkörpergeometrien zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit

nur rissefreie Platten eingebaut werden. Aus diesem Grund sind Stemmarbeiten nicht zulässig. Das nachträgliche Fräsen und Bohren von Aussparungen im Bereich der Hohlkörper ist möglich, wenn die Arbeiten von Fachkräften ausgeführt werden. Auch hier ist nach Abschluss der Arbeiten die Rissefreiheit zu überprüfen.

Da die Hohlplatten für die vertikale Lastabtragung keine weitere Bewehrung benötigen, können sie nach dem Verlegen sofort begangen werden. Beim Verlegen ist auf eine gleichmäßige Durchbiegung benachbarter Platten zu achten. Treten unterschiedliche Durchbiegungen auf, wird der Höhenausgleich durch so genannte Montageklemmen vorgenommen, die bis zum Aushärten des Fugenvergusses in der Decke verbleiben.

## 4 Vorgespannte Elementdecken

In Deutschland wird ein großer Anteil der Geschossdecken aus Fertigplatten mit Ortbetonverguss (Elementdecken) hergestellt. Den Vorteilen der teilweisen Vorfertigung stehen die relativ kurzen Montagestützweiten von 2 bis 2,5 m und die geringe

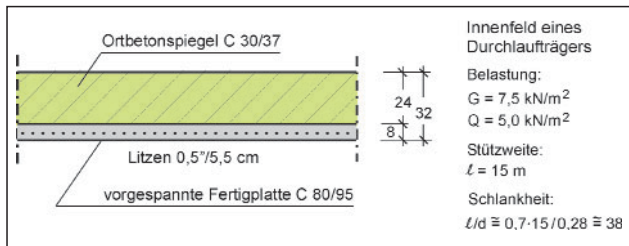


Abb. 16: Beispiel einer vorgespannten Elementdecke nach DIN 1045-1 [9]

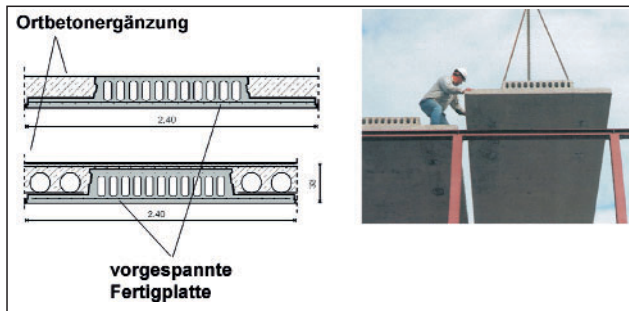


Abb. 17: Querschnitt der Elementdecke WING mit Ortbetonergänzung [15]

Schlankheit bei größeren Spannweiten gegenüber. Durch Vorspannen der Elementdecke lassen sich gleichzeitig die Montagestützweiten deutlich vergrößern und die Deckendicken reduzieren. Für vorgespannte Fertigplatten aus normalfestem Beton bis B 55 liegen eine Reihe von Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik vor, die allerdings selten angewendet werden. Wird die Fertigplatte aus hochfestem Beton der Festigkeitsklasse C 80/95 produziert, werden weitere Vorteile erzielt. Der hochfeste Beton erlaubt eine hohe zentrische Vorspannung der Fertigplatte, ohne dass Spannkraftverluste von mehr als 20 % aus Schwinden und Kriechen auftreten. Die in **Abb. 16** dargestellte vorgespannte Elementdecke mit einer Schlankheit von  $l/d = 38$  erfüllt die Durchbiegungsbegrenzung von  $l/250$  nach DIN 1045-1 [9].

In den Niederlanden werden gegenwärtig etwa 50 % der Deckenflächen als vorgespannte Decken ausgeführt. Hierbei kommen größtenteils Spannbetonhohlplatten und Elementdecken zur Ausführung. Neben den bekannten Vorteilen weisen beide Deckensysteme jedoch auch Einschränkungen auf. Die Hohlplattendecke zeigt als Vollmontagebauweise bei der Querverteilung hoher Einzellasten und insbesondere im Bereich großer Öffnungen bei der horizontalen Aussteifung ein weniger günstiges Tragverhalten. Eine Durchlaufwirkung ist nicht ohne weiteres möglich. Aufgrund fehlender Querbewehrung wird die Breite der Fertigplatten auf 1,20 m begrenzt. Die vorgespannte Elementdecke mit Ortbetonergänzung ist bezüglich der Querverteilung, der Horizontallastabtragung und der Durchlaufwirkung

einer Ortbetonbauweise gleichwertig. Sie muss jedoch in der Regel im Montagezustand zusätzlich unterstützt werden. Um die Vorteile beider vorgespannten Deckensysteme zu verbinden, hat die niederländische Firma BETONSON die Elementdecke „WING“ [15] entwickelt (**Abb. 17**).

Durch die Ortbetonergänzung kann einerseits für einachsige gespannte Platten eine zur Ortbetonbauweise statisch weitestgehend gleichwertige Lösung angeboten werden und andererseits ist im Bauzustand keine Montageunterstützung erforderlich. Durch die Querbewehrung in der Fertigplatte können Plattenbreiten von 2,40 m hergestellt werden, sodass die Anzahl der sichtbaren Fugen an der Deckenunterseite gegenüber der reinen Hohlplattenbauweise halbiert wird. Zusätzlich können Haustechnikleitungen angeordnet werden, die längs und quer zur Spannrichtung im Ortbeton sowie durch werkseitige Öffnungen in der Hohlplatte verlaufen.

Die Anwendungsgebiete dieses neuartigen Deckensystems erstrecken sich vom kostengünstigen Wohnungsbau mit flexiblen Grundrissen ohne tragende Innenwände bis hin zu Bürogebäuden, bei denen die wirtschaftlich erzielbaren Deckenspannweiten von 12 m zu einer Einsparung von Innenstützen und Unterzügen führen.

## 5 Spannbeton nach DIN 1045-1

Seit einigen Monaten ist DIN 1045-1 (07/2001) [9] bauaufsichtlich eingeführt und wird DIN 1045 (07/1988) [16] und DIN 4227 (07/1988) [8] zum 1.1.2005 endgültig ersetzen. In einer Übergangsphase von zwei Jahren ist die parallele Anwendung vorgesehen. Im Folgenden sollen die wesentlichen Unterschiede im Spannbetonbau aufgezeigt werden:

- Der Vorspanngrad ist frei wählbar entsprechend den Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegung) und Dauerhaftigkeit (Rissbreite, Dekompression).
- Die umfangreichen Spannungsnachweise nach DIN 4227, Teil 1 [8] entfallen und werden durch den Nachweis der Dekompression und die Rissbreitenbeschränkung ersetzt.
- Die differenzierten Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite ergeben einen geringeren Spannstahlbedarf als der pauschale Sicherheitsbeiwert nach DIN 4227 [8] ( $\gamma_G \cdot \gamma_S = 1,35 \cdot 1,15 = 1,55 < 1,75$ ;  $\gamma_G$  = Teilsicherheitsbeiwert für das Eigengewicht,  $\gamma_S$  = Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahlversagen).

■ Höhere zulässige Spannstahlspannungen erhöhen die Ausnutzung der Spannstahlbewehrung im Gebrauchszustand.

■ Die Vorteile des hochfesten Betons können jetzt auch für Spannbetonbauteile genutzt werden.

Die Vorteile der Bemessung nach DIN 1045-1 werden durch die Parameterstudie in **Abb. 18** verdeutlicht. Ein Spannbetonbinder mit einer Stützweite von 26,5 m wurde für verschiedene Betonfestigkeitsklassen und Vorspanngrade umbemessen. Der Querschnitt links oben entspricht dem Bemessungsergebnis nach alter Norm. Durch die Verwendung eines C 70/85 kann die Bauteildicke von 1,55 m auf 1,15 m reduziert werden, ohne dass der Vorspanngrad verändert wird. Bei Verminderung des Vorspanngrades auf  $\kappa = 0,40$  und Ausnutzung der zulässigen Durchbiegung kann zusätzlich Spannbewehrung eingespart bzw. durch kostengünstigere Betonstahlbewehrung ersetzt werden.

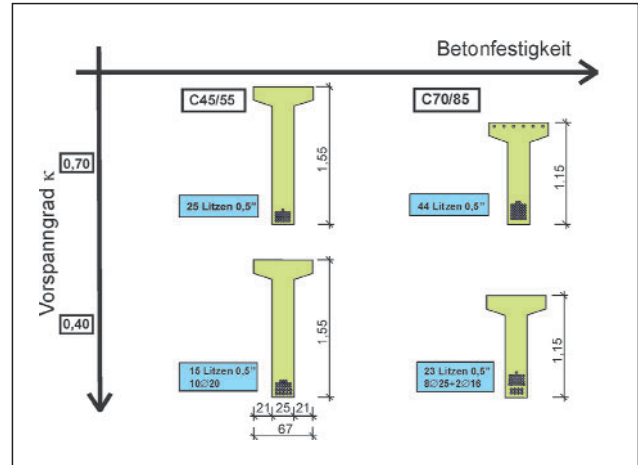


Abb. 18: Querschnittsabmessungen für Parallelgurtbinder mit sofortigem Verbund in Abhängigkeit von Betonfestigkeit und Vorspanngrad nach DIN 1045-1 [9]; Stützweite  $L = 26,50$  m, Bemessungsmoment  $M_{Ed} = 1,35 \cdot (M_{G1} + M_{G2}) + 1,5 M_Q = 1,35 \cdot (1021 + 1240) + 1,5 \cdot 1015 = 4575$  KNm

## Literatur

- [1] Aldinger, K.: Vorgespannte Flachdecken beim Neubau des Verwaltungsgebäudes der Energie- und Verfahrenstechnik GmbH, Stuttgart. Vortrag beim Deutschen Betontag, Deutscher Betonverein, Hamburg 1989.
- [2] Friedrich, T.: Parkdecks von Centro Oberhausen; Vorspannung ohne Verbund für robuste fugenlose Flachdecken. Darmstädter Massivbauseminar Heft 14, 1995.
- [3] Eibl, J.; Iványi, G.; Buschmeyer, W.; Kobler, G.: Vorspannung ohne Verbund - Technik und Anwendung, Betonkalender 1995, Teil 2, S. 739 – 803.
- [4] Iványi, G.; Buschmeyer, W.; Müller, R.-A.: Entwurf von vorgespannten Flachdecken. Beton- und Stahlbetonbau 82 (1987), S. 95-101, 133-139.
- [5] DIN 4227, Teil 6: Spannbeton; Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund. Vornorm, Ausgabe 05/82, Betonkalender 1999, Teil 2, S. 195-202.
- [6] Grasser, E.; Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 240. Verlag Ernst & Sohn, 1976.
- [7] Wölfel, E.: Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund. Bauingenieur 55 (1980), S 185-195.
- [8] DIN 4227, Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung, Ausgabe 07/88.
- [9] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1 Bemessung und Konstruktion. Ausgabe 07/01.
- [10] Pajari, M.; Koukkari, H.: Shear Resistance of PHC Slabs supported on Beams. I: Tests; Journal of Structural Engineering; S. 1051-1061; September 1998.
- [11] Pajari, M.: Shear Resistance of PHC Slabs supported on Beams. II: Analysis; Journal of Structural Engineering, S. 1062-1073; September 1998.
- [12] Hegger, J.; Kerkeni, N.: Zum Verbundverhalten von Spannlitzen in Spannbeton-Hohlplatten auf biegeweichen Stahlträgern (Slim floor). Untersuchung im Auftrag des Bundesverbandes Spannbeton-Hohlplatten (unveröffentlicht), Aachen 2001.
- [13] Hegger, J.; Nitsch, A.: Neuentwicklungen bei Spannbetonfertigteilen – aktuelle Forschungsergebnisse und Anwendungsbeispiele. Beton+Fertigteil-Jahrbuch 2000, S. 95-109.
- [14] Hartz, U.: Auflagerung von Hohlplatten, Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik, Heft 5, 2000, S. 174 - 175.
- [15] Zulassung WING: Z-15.11-181 des Deutschen Instituts für Bautechnik vom 11.10.2000 für vorgespannte Fertigteildecke System WING.
- [16] DIN 4227; Tragwerke aus Beton und Stahlbeton; Ausgabe 07/1988.



# Ingenieurmäßige Nachweise zum vorbeugenden baulichen Brandschutz

## Wie können die Schutzzielvorgaben des § 14 MBO im Rahmen ganzheitlicher Brandschutzkonzepte erfüllt werden?

Der vorbeugende bauliche Brandschutz wird im Rahmen der Musterbauordnung der Länder (MBO) und der bauordnungsrechtlichen Vorschriften der deutschen Länder auch aus statisch-konstruktiver Sicht immer bedeutsamer. In der nachfolgenden Abhandlung wird deshalb versucht, einen Überblick über die Ingenieurmethoden zum baulichen Brandschutz im Sinne der Nachweisführungen nach § 66 MBO im Detail im Rahmen ganzheitlicher Brandschutzkonzepte zur Erfüllung der allgemeinen Schutzzielvorgaben nach § 14 MBO zu geben. Gleichzeitig wird versucht, auf einige für die Praxis relevante Punkte aufmerksam zu machen und somit auch das Interesse für diese Ingenieurdisziplin zu wecken. Es ist sicherlich verständlich, dass in dem hier zur Verfügung stehenden Rahmen nicht alle Problemfelder behandelt werden können und in manchen Punkten die abgehandelten weder umfassend noch abschließend sein können.

*Dr.-Ing. Friedrich Mehl*



*studierte Bauingenieurwesen und promovierte an der Hochschule für Bauwesen in Leipzig; 1975: Prüflingenieur für Funktionssicherheit; 1990: Übernahme in das Prüfamt für Bautechnik in Leipzig; seit 1994 Mitglied des Sachverständigenausschusses „Brandverhalten von Bauteilen“ beim DIBt; 1990 bis 1998: Mitglied des Normenausschusses DIN 18230-1; 1995 bis 2000 und seit 2002: Mitglied der Projektgruppe „Brandschutz im Industriebau“ der Fachkommission Bauaufsicht der ARGEBAU; seit 2000: Fachgebietsleiter baulicher Brandschutz der Landesstelle für Bautechnik im Regierungspräsidium Leipzig.*

## 1 Einführung

Es kann nicht Gegenstand dieses Fachbeitrages sein, die Grundlagen der Ingenieurmethoden zum baulichen Brandschutz darzustellen, geschweige denn zu vermitteln; hierzu sei auf das umfangreiche Schrifttum zahlreicher Autoren, wie beispielsweise von Prof. Dr.-Ing. D. Hossler (TU Braunschweig) und Prof. Dr.-Ing. U. Schneider (TU Wien), verwiesen; stellvertretend sei hier die Grundlagenliteratur [1] aufgeführt; eine einführende Übersicht vermitteln auch [2] und [3]. In den folgenden Ausführungen sollen u. a. einige damit im Zusammenhang stehende Problemstellungen ergänzt respektive vertiefend dargestellt werden.

Ingenieurmethoden zum baulichen Brandschutz liegen derzeit im Wesentlichen zu folgenden Teilfragestellungen eines Brandschutzkonzeptes bzw. eines ganzheitlichen Brandschutznachweises im Sinne der Begriffsverwendung nach § 66 MBO [4] vor:

- Evakuierungsberechnungen zum Nachweis ausreichender Fluchtmöglichkeiten von Personen aus baulichen Anlagen,
- Nachweisberechnungen zur Rauchfreihaltung/Rauchableitung von Flucht- oder Rettungswegen in Räumen (in der Regel sind dies größere und/oder hallenartige Räume, wie beispielsweise Versammlungsräume oder Atrien, durch die Flucht- oder Rettungswege führen),
- Nachweisberechnungen zur Rauchfreihaltung/Rauchableitung von notwendigen Fluren oder notwendigen Treppenträumen,
- Nachweise zur Bestimmung der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen in Gebäuden,
- Nachweise zur Bestimmung der vorhandenen Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen von Gebäuden,
- Nachweisberechnungen zur ausreichenden Löschmittelbeaufschlagung im Hinblick auf die Dimensionierung von selbsttätigen bzw. automatischen Feuerlöschanlagen,

■ Berechnungen zur Bestimmung des brandschutztechnisch erforderlichen Abstandes zwischen baulichen Anlagen oder sonstigen Anlagen und Einrichtungen zur Sicherung des Nachbarschaftsschutzes und/oder zur Verhinderung der Brandübertragung.

## 2 Evakuierungsberechnungen

Aus den Ausführungen in [2] und dem zugeordneten Literaturverweis kann entnommen werden, dass derzeit eine Vielzahl von Veröffentlichungen zur „klassischen Evakuierungsberechnung“ mittels der Bildung fiktiver Personenströme vorliegt. Dies wird in der Regel so *nicht* zu Kenntnis genommen! Hier sei ergänzend auf Folgendes hingewiesen:

■ Evakuierungsberechnungen bzw. diesbezügliche Nachweise sollten immer dann vorgenommen werden, wenn Personenansammlungen von mehr als 500 Personen pro Gebäude *oder* Personenströme von mehr als zwei Personen/m<sup>2</sup> und Wegabschnitt planmäßig zu erwarten sind.

■ „Klassische Evakuierungsberechnungen“ weisen häufig fiktive Evakuierungszeiten unterschwellig als tatsächliche „Gebäuderäumungszeiten“ aus und stellen diese zusätzlich „berechneten zulässigen Zeiten“ gegenüber. Dies erscheint zunächst zumindest fragwürdig. Ungeachtet dessen wird bei aller Skepsis jedoch die damit verbundene ggf. positive Aussage übersehen: In den Berechnungsverfahren wird grundsätzlich die Durchlassfähigkeit am Ende eines Wegabschnittes „i“ betrachtet. Daraus ist ableitbar, ob die Wegabschnitte zumindest theoretisch die Personenströme ohne Staubbildung aufnehmen können (oder nicht). In der „Beweisführung“ der Aufnahme von Personenströmen (durch entsprechende Durchgangsbreiten) ohne Staubbildung liegt ganz offensichtlich die Bedeutung solcher Nachweisverfahren.

## 3 Anlagen und Nachweise zur Rauchfreihaltung

### 3.1 „Fallbeispiele“ zur Einführung

Neben teilweise zurzeit kontrovers diskutierten Bemessungsmodellen (u. a. welche davon nun geeignet, verifiziert und validiert sind) und ihrer Zuordnung zu den bauordnungsrechtlichen Schutzziele (wie z. B. „Freihaltung der Rettungswege“ von „Brandrauch“, soweit diese „überlang“ sind, oder „Unterstützung der gesetzlich zu gewährleistenden Brandbekämpfung“ – um hier nur zwei mögliche und

ggf. im Ansatz different zu berücksichtigende Schutzziele zu nennen) und neben der Zuordnung der Bemessung von Anlagen zur Rauchfreihaltung nach DIN 18232 [5] zu den Vorgaben nach den bauaufsichtlichen Vorschriften (wie z. B. denen nach der Muster-Industriebaurichtlinie [6]), kommt es des Weiteren zu Missverständnissen über die Notwendigkeit der Größe der Frischluftzuführung bei der Installation von Anlagen zur natürlich-thermisch oder maschinell bewirkten Abführung von Rauchgasen aus Räumen einschließlich Rettungswegen. Hier muss man zunächst erkennen, dass aus physikalischer Sicht ganz allgemein ein Abströmen nur möglich ist, soweit Zuluft nachströmen kann. Explizit werden damit verbundene Anforderungen nur in den Normen (z.B. in DIN 18232 [5]) erhoben; die bauaufsichtlichen Vorschriften benennen diesen Sachverhalt der Frischluftzuführung in aller Regel nicht! Sie unterstellen diese Kenntnis und gehen davon aus (und insbesondere auch dann, wenn „Lüftungsanlagen“ zur Rauchableitung in der ersten Phase eines Brandes bei „noch“ relativ kaltem Rauch herangezogen werden dürfen, wobei die planmäßige Zuluftzuführung zur Vermeidung einer Verwirbelung von Rauch stillgelegt werden soll), dass die Zuluft unter den praktischen Gegebenheiten quasi automatisch nachströmen kann. Im Einzelfall muss man dies allerdings zumindest plausibel überprüfen; anderenfalls muss die Frischluftzuführung planmäßig gewährleistet werden, allerdings mit der Maßgabe, dass die Zuluftzuführung mit einer Geschwindigkeit von nicht mehr als 3 m/s (zur Vermeidung der bereits benannten Verwirbelung) erfolgt. (Für Nachweise anzusetzende Zuluftflächen: siehe Ziffer 5.5 in DIN 18232-2: 2002-09/ Entwurf; für maschinelle Rauchabzugsanlagen – MRA – gilt als planmäßige Begrenzung 3 m/s für die Zuluftgeschwindigkeit gemäß Ziffer 4.1 aus DIN V 18232-5: 1999-12). Auf die Schwierigkeit einer derart nach § 16 Abs. 6 Satz 2 Muster-Versammlungsstättenverordnung – MVStättV – [7] zu projektierende Rauchabzugsanlage, die im Normalfall als Lüftungsanlage dient, sei hier nur beispielhaft hingewiesen!

### 3.2 Grundfeststellungen mit Blick auf eine ingenieurmäßige wie bauaufsichtliche Akzeptanz

3.2.1 Zunächst sind die Rauchabzugsanlagen von den Wärmeabzugsanlagen funktionell und damit begrifflich zu trennen. Wärmeabzugsanlagen dienen vordergründig der „thermischen Entlastung“ eines Raumes und sind ggf. nach DIN 18230 [8] zu dimensionieren. Die damit verbundene Themenstellung wird hier nicht weiter verfolgt. Hier sei nur angemerkt: Man sollte zukünftig nicht mehr von einer Rauch- und Wärmeabzugsanlage (RWA-Anlage) sprechen, „nur“, weil eine Rauchabzugsanlage ggf. als Wärmeabzug dienen *könnte*!

3.2.2 Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen den Schutzzielen der Rauchfreihaltung zur Gewährleistung von

- der Flucht von Personen,
- der Rettung von Personen durch Dritte („Dritte“ sind in der Regel die Angehörigen der Feuerwehr mit den ihnen zur Verfügung stehenden Mitteln) und
- einer schnelleren und zielgerichteten Brandbekämpfung.

Weiterhin ist zu trennen zwischen solchen Maßnahmen bezogen auf

■ Rettungswege in Räumen oder über notwendige Flure, wobei für beide Wegabschnitte in aller Regel die zulässige Wegstrecke bauordnungsrechtlich determiniert ist, und auf

■ Rettungswege über notwendige Treppenträume, die als „sichere Bereiche“ unterstellt werden (vgl. § 35 Abs. 1 Satz 2 MBO), sodass damit die zulässige Weglänge darüber „schlussfolgernd“ *nicht* expressis verbis bestimmt ist, die Weglänge darüber tatsächlich aber zweifelsohne Bestandteil des tatsächlichen Flucht- wie Rettungsweges ist.

Entsprechend der unterschiedlichen Determination ist die damit verbundene differenzierte bauordnungsrechtliche Schutzzielzuordnung. Soweit man im Einzelnen die Nachweisführung, wie im Regelfall üblich, auf die zulässige (horizontale) Wegstrecke zwischen entferntesten Punkt in einem Aufenthaltsraum bis zum notwendigen Treppenraum (oder unmittelbaren Ausgang ins Freie bei einem „erdgeschossigen Gebäude) abstellt, müssen solche Nachweise zur Rauchableitung vom Grundsatz her, *soweit bauordnungsrechtlich überhaupt gefordert* oder im Einzelfall infolge überlanger Rettungswege, der Rettung „durch Dritte“ zugeordnet werden. Einer weiterführenden Nachweisführung würde bauaufsichtlich nicht widersprochen; sie ist jedoch zunächst nicht öffentlich-rechtliche Anforderung.

Zum Verständnis sei hier aufgeführt, dass für den „Standardfall“ das Bauordnungsrecht bei Einhaltung der o. g. zulässigen Weglängen (§ 35 Abs. 2 Satz 1 und § 36 Abs. 3 Satz 4 MBO) keinerlei „zusätzliche Maßnahmen“ verlangt. Bei größeren Weglängen *oder* möglichen Staubbildungen (und damit verbundenen längeren Evakuierungszeiten) wird mehr oder weniger deutlich auf ein *Schutzziel zur Rauchfreihaltung* abgestellt (vgl. M-VStättV, M-Ind-BauR). Je größer die Abweichung vom „Standardfall“ ist, desto mehr ist vom Schutzziel „Personenrettung“ determiniert auf „Gewährleistung von Flucht“ abzustellen. Ein dbzgl. Grenzwert ist bauordnungsrechtlich gegenwärtig explizit nicht bestimmt. Von

dieser damit verbundenen Diskussion entrückt, muss die Schutzzielzuordnung zu einer bauordnungsrechtlich geforderten Rauchableitungseinrichtung in beispielsweise einem innen liegenden Treppenraum eines Gebäudes mittlerer Höhe behandelt werden. Es ist wohl unstrittig, dass mit Zunahme der zu überwindenden Höhe die Sicherheit für Flucht und Rettung steigen muss. Diese „Entwicklung“ bis hin zum Sicherheitstreppeerraum kann jedoch nicht losgelöst von der erreichbaren (gewählten oder vorgegebenen) Anzahl (notwendiger) Treppenträume betrachtet werden. Ein Treppenraum ist zweifelsfrei immer dann ein „sicherer Bereich“, wenn das Schutzziel „rauchfrei/ oder raucharm“ auf die Gewährleistung der Flucht von Personen im Brandfall abgestellt wird. Explizit respektive expressis verbis fordert dies das Bauordnungsrecht mit seinem Bezug auf den Standardfall nicht; diese strikte Zuordnung bleibt mit Blick auf die Umstände im Einzelfall offen. In vielen Fällen ist die Frage nach der Schutzzielvorgabe und Schutzzielzuordnung im Zusammenhang mit der *Notwendigkeit zur Rauchableitung aus Treppenträumen* formal akademisch, da dbzgl. Regelungen im Detail durch die Länder seit geraumer Zeit existieren und bestenfalls „nur“ interpretiert werden müssen (vgl. Ziffer 37.4222 ff VVBauO NRW, Ziffer 37.4.2.3 VV BauO LSA; Ziffer 33.4.2.1 ff VwVSächsBO). Diese Regelungen gehen dabei ihrerseits stillschweigend davon aus, dass pro Gebäude (Brandabschnitt) in aller Regel nur ein baulicher Rettungsweg vorhanden ist!

3.2.3 Berechnungsmodelle zur „Rauchfreihaltung“ von Flucht- wie Rettungswegen *in Räumen* oder über notwendige Flure dürfen auf rauchfreie oder „raucharme“ Schichten abstellen. Hierbei ist es statthaft, vereinfachend die mögliche Verrauchung auf Schichten mit Temperaturen *oberhalb* der „normalen Raumtemperatur“ von 20 °C (in der Regel sind es Temperaturen oberhalb von 50 °C) zu beziehen und anzunehmen, dass die Verrauchung oberhalb der so genannten rauchfreien (oder neuerdings vorsichtig deklarierten „raucharmen“) Schicht gleichmäßig verteilt ist, wobei im Klartext die „Verrauchung“ darüber hinaus im Einzelnen nicht näher spezifiziert werden muss.

Die Nachweisführung kann nach DIN 18232 [5] geführt werden *oder* mittels Simulationsmodellen, soweit dieselben im Sinne von Anhang 1 zur MIndBauRL [6] validiert sind (vgl. hierzu auch [2] und [3]).

Solche Berechnungsmodelle müssen sich jedoch im Hinblick auf eine allgemeine Akzeptanz physikalisch als „gekoppelter Wärme- und Stofftransport“ (respektive als an die Energiebilanz gekoppelte Massebilanz) darstellen (vgl. hierzu [2]); sie können und sollten den Randbedingungen (Aus-



gangsbedingungen) zur Bemessung nach DIN 18232 folgen. Folgende Randbedingungen sind „mindestens“ anzusetzen:

- „mittlere Brandausbreitungsgeschwindigkeit“ von 0,25 m/min,
- „mittlere Brandleistung“ von 300 kW/m<sup>2</sup>,
- „mittlere Brandfläche“  $A_f$  von 20 m<sup>2</sup>

soweit im Einzelfall nicht davon abweichende Randbedingungen festgesetzt werden müssen.

Wird die Brandfläche  $A_f$  erreicht, so stellt sich das Berechnungsmodell (Bemessungsmodell) quasi als Poolbrand („statischer Brandverlauf“) dar; im benannten „Beispiel“ der o. g. Randbedingungen ist dies nach ca. 10 Minuten der Fall. Insofern darf in keinem Fall ein derartiges Modell mit den genannten Randbedingungen mit denen für den Fall der Feuerwiderstandsbemessung einer Tragkonstruktion verwechselt werden.

Soweit Versuche im „Modellmaßstab“ zur Beweisführung der Rauchfreihaltung von Zonen in Räumen herangezogen werden sollen, sei an dieser Stelle *nachdrücklich* auf die damit zwangsläufig sich ergebenden Problemstellungen verwiesen, die in [9] ausführlich behandelt werden. Unabhängig davon würden auch für solche Modelluntersuchungen die Grundsätze zu „Verifikation“ und „Validität“ gelten.

3.2.4 Berechnungsmodelle (oder so genannte „Design Fire“) sind im Sinne einer groben Einteilung als Zonen- oder Feldmodelle bekannt. Die ingenieurtheoretischen Grundlagen dazu sind Gegenstand der Veröffentlichung [1]; sie bedürfen in aller Regel eines umfangreichen Studiums und können insofern hier lediglich Erwähnung finden. Diese Grundlagen sind dabei zunächst allgemein gültig, d. h. die Modellabstellung auf eine Nachweisführung zur Rauchfreihaltung oder auf eine Nachweisführung zu einer Feuerwiderstandsanforderung ist weitgehend modellunabhängig.

Für den Praktiker ist allerdings von Bedeutung,

- a) welche Simulationsmodelle für welche Problemstellungen und in welchen Grenzen zur Anwendung kommen können und
- b) welche Simulationsmodelle/Rechenmodelle [ausgehend von a)] überhaupt als validiert angesehen werden können.

Gegenstand eines derzeit in Bearbeitung befindlichen Leitfadens [10] soll es ganz offensichtlich sein, „solche Grenzen“ zu den Programmen auszuweisen. Allerdings wäre *zunächst* die Aussage zu b) zu treffen. Ob dies ein „Leitfaden“ so umfassend ver-

mag, bleibt abzuwarten. Derzeitig muss in jedem Einzelfall der Anwendung solcher Simulationsmodelle eine Aussage zu Verifikation und Validität getroffen werden!

3.2.5 Zur Frage der Anordnung von Rauchschürzen in großen Räumen gemäß der „Anforderung“ nach DIN 18232-2 zur Unterteilung solcher Räume in Rauchabschnitte bis maximal 1600 m<sup>2</sup> sei hier angemerkt:

Die Anordnung von Rauchschürzen im Abstand von 1600 m<sup>2</sup> ist keine sich aus der thermodynamischen Theorie zur Rauchableitung so explizit ableitbare Anforderung.

Auch entsprechend den Bemessungsansätzen nach DIN 18232 wäre theoretisch ein „Unterlaufen“ der Rauchschürzen „zulässig“, soweit jeweils (fiktiv) gleich bemessene „Rauchabschnitte“ bis 1600 m<sup>2</sup> aneinander gereiht werden. Dies erscheint auch bauordnungsrechtlich im Normalfall opportun. Man bedenke bei der Diskussion zu dieser These: Der „fiktive Überlauf“ erfolgt oberhalb der „raucharmen Schicht“. Es sei allerdings eingeräumt, dass man in bestimmten Einzelfällen ggf. grundsätzlich eine Rauchausbreitung in großen Räumen vermeiden will (gemäß dem allgemeinen Schutzziel nach § 14 MBO). Um dem angemessen Rechnung tragen zu wollen, ist allerdings die Größe der Rauchabschnittsfläche in Abhängigkeit der Energiefreisetzungsrates zu bilden, was bisher so nicht erfolgt! Auch nur so kann dem Argument ingenieurmäßig begegnet werden, kältere Rauchgase könnten in übergroßen Räumen sich in Bodennähe wieder einmischen.

Die Diskussion zum „Für“ und „Wider“ von Rauchschürzen darf im Übrigen auch nicht mit der im Einzelfall ggf. für zweckmäßig erachteten „geführten“ Rauchgasableitung verwechselt werden, die dann ohnehin näherer Betrachtungsgegenstand mit-tele o. g. Rechenmodelle im Regelfall ist.

## 4 Rechnerische Verfahren zur Bestimmung der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen in Gebäuden

4.1 In der Regel wird man die erforderliche Feuerwiderstandsdauer unmittelbar aus dem „bauordnungsrechtlichen Regelwerk“ entnehmen. Im „Grundfall“ ist dies die jeweilige Landesbauordnung; für Gebäude besonderer Art oder Nutzung respektive für Sonderbauten werden die Anforderungen an die

Bauteile in den zugeordneten Verordnungen zu solchen Räumen oder Gebäuden *oder* den dbzgl. (eingeführten) Technischen Baubestimmungen *oder* den bauaufsichtlichen Richtlinien als Verwaltungsvorschriften mit „nur mittelbarer“ Außenwirkung erhoben. Gleichwohl ist es nach § 3 Abs. 3 MBO (und sinngemäß in allen Landesbauordnungen „gleich lautend“) gestattet, den Nachweis auch auf eine andere Weise zu führen, wenn damit in gleichem Maße die allgemeinen Anforderungen nach Absatz 1 von § 3 MBO erfüllt werden. Eine solche Nachweismethode ist mit einer ca. 30-jährigen Bearbeitungszeit mit der Norm DIN 18230 [8] geschaffen worden. Die Norm stellt u. a. auf den für das Brandszenario wichtigen Parameter der Brandbelastung in kWh/m<sup>2</sup> ab; die Brandbelastung  $q_R$  stellt quasi die insgesamt frei werdende Wärmemenge pro Fläche dar. Die Anwendung der Norm bleibt allerdings in Verbindung mit der Industrieaufrichtlinie beschränkt auf den Bereich gewerblicher oder industriell genutzter Gebäude. Eine Ausdehnung auf andere Nutzungsarten ist nur theoretisch gegeben. Eine allgemeine Freigabe ist bauordnungsrechtlich nicht gegeben, da eine repräsentative Vorgabe brandbedingter nutzungsspezifischer „Mindesteinwirkungen“ im Hinblick auf die Verhinderung eines möglichen Unterlaufens notwendiger Mindestvorgaben nach dem Bauordnungsrecht bisher explizit nicht erfolgte!

4.2 Unabhängig von der relativ repressiven Feststellung in Kapitel 4.1 wird man, abgestellt auf die Nachweisstufe 3 nach [11], im konkreten Einzelfall zu bestimmten Sonderbauten solche „freien Nachweisführungen“ eingebettet in ein ganzzweites Brandschutzkonzept gestatten müssen. Die Betonung liegt dabei auf „gestatten“. Im Klartext lautet die Botschaft: Eine Anwendung ist nur im Einzelfall mit Zustimmung der Bauaufsichtsbehörde möglich. „Still-schweigend“ gilt auch hier: Die Nachweismethode (respektive die Rechenmethode und das Rechenprogramm) muss verifiziert und validiert sein (vgl. hierzu im Einzelnen [2], [3] und insbesondere Anhang 1 zu [6]).

In den vorstehenden Sätzen wurde auf die Nachweisstufe 3 nach [11] zum Nachweis der Feuerwiderstandsdauer abgestellt, da diese Stufe im Regelfall zunächst die Widerstandsseite erfasst, jedoch im Einzelfall auch die Beanspruchung (Einwirkung) unmittelbar aus der Brandbeanspruchung mit erfassen kann (vgl. hierzu die Ausführungen im Folgenden unter Kapitel 5).

4.3 Im Hinblick auf die Erstellung bestimmter Grundlagen respektive Randbedingungen solcher Nachweise nach Kapitel 4.2 sei thesenhaft ausgeführt:

■ Bemessungsbrände im Sinne von „Design Fire“ auf der Basis spezifischer Wärmefreisetzungsraten [kW/m<sup>2</sup>] und/oder „maximaler“ (zeitabhängiger) Wärmefreisetzungsraten [MW] sind unter Heranziehung von PC-Rechenprogrammen im Einzelfall mit Zustimmung der Bauaufsichtsbehörde zulässig, soweit die Verfahren im Sinne des Anhanges 1 zur M IndBauRL validiert sind (s.o.). Im Übrigen sind die jeweiligen Schlussfolgerungen stets auf der Grundlage mehrerer Rechendurchläufe bei unterschiedlicher Wahl der nutzungsspezifischen Ausgangsbedingungen im dazu repräsentativen Bereich zu treffen.

■ Da im vorliegenden Fall Bauteilbemessungen betroffen sind, ist ohne näheren Nachweis vom Vollbrandszenario auszugehen, d. h., die „Bezugsfläche“ für den sich dynamisch entwickelnden Brand ist zunächst die „volle Raumfläche“ respektive die Brandbekämpfungsabschnittsfläche bei der gegebenen Raumgeometrie. Die anzusetzenden Brandflächen sind darüber hinaus abhängig von der vorhandenen brandschutztechnischen Infrastruktur (Feuerwehr, Brandmeldeanlage, Feuerlöschanlage). Ohne einer Abstimmung im Einzelfall mit der Bauaufsichtsbehörde und der Brandschutzdienststelle vorgehen zu wollen, sind jedoch in aller Regel die „Vergleichsrechnungen“ mit Ansätzen oberhalb einer Brandfläche von 400 m<sup>2</sup> zu führen.

Repräsentative (mittlere) Brandausbreitungsgeschwindigkeiten bewegen sich in der Größenordnung von ca. 0,25 bis 20 m/min und repräsentative Brandleistungen je nach Nutzung zwischen 100 und 600 kW/m<sup>2</sup>. Die untersten „Schwellwerte“ für seriös geführte Vergleichsrechnungen liegen bei einer „mittleren“ Brandausbreitungsgeschwindigkeit von 1,0 m/min sowie bei einer spezifischen Brandleistung  $\gg 100$  kW/m<sup>2</sup>.

In der Regel wird man Brandleistungen oberhalb von 300 kW/m<sup>2</sup> ansetzen müssen.

Wird beispielsweise kommentarlos die Berechnung auf eine Brandausbreitungsgeschwindigkeit von 0,25 m/min abgestellt, so ist dies wenig seriös; eine derartige Brandausbreitungsgeschwindigkeit gilt als langsam und ist der Entstehungsphase eines Brandes zuzuordnen (bzw. einem Szenario zum Nachweis der Rauchfreihaltung, s.o.)!

Zum Vergleich sei angefügt:

Mit einer Geschwindigkeit  $v = 1,0$  m/min erhält man in einer Zeit  $t = 10$  min eine Brandfläche  $A_f$  von ca. 300 m<sup>2</sup>

$$A_f = \pi \cdot v^2 \cdot t^2 \cong 300 \text{ m}^2$$

Diese Fläche entspricht dem feuerwehrtechnischen Erfahrungswert als „worst case scenario“ unter der ungünstigsten Annahme einer gleichmäßigen Brandausbreitung in allen Richtungen.

■ Nimmt man Holz mit einem Heizwert  $H_{ui} = 4,8$  kWh/kg zur anschaulichen Behandlung als Bezugsgröße, so ergibt sich eine „spezifische Abbrandrate  $r$ “ (bei Ansatz vollständiger Verbrennung)

$$r = \frac{100 \text{ kW/m}^2}{4,8 \text{ kWh/kg}} = 21 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{h} \quad (0,35 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{min})$$

Es wird ersichtlich, dass die oben genannten „Schwellwerte“ tatsächlich sehr niedrig angenommene Werte darstellen; in der Regel wird man von Brandleistungen zwischen 300 und 600 kW/m<sup>2</sup> ausgehen müssen. Praktische Abbrandgeschwindigkeiten in [kg/m<sup>2</sup> min] liegen in der Regel oberhalb von 0,35 kg/m<sup>2</sup> · min insbesondere dann, wenn Kunststoffe beteiligt sind; siehe hierzu zum Vergleich die Angaben in [1].

Andererseits wird ersichtlich: Brandleistungen bereits im Bereich von 300 kW/m<sup>2</sup> sind *nicht* repräsentativ für die Entstehungsphase eines Brandes und damit für die Bemessung von Rauchabzügen. Solche Brandleistungen bilden eher die Vorgabe zu Wärmeableitungseinrichtungen zur thermischen Entlastung eines Raumes (im Vollbrand).

■ Brandsimulationsmodelle stellen in zunehmenden Maß nur noch ganz mittelbar auf die rechnerische Brandbelastung  $q_R$  in [kWh/m<sup>2</sup>] im Sinne der Definition nach DIN 18230-1 ab, da diese Größe über die tatsächlich pro Zeit frei werdende Wärme (als bestimmender Parameter) zunächst keine Aussage trifft.

■ Vorstehende Angaben zu „Mindestbezugsgrößen“ verstehen sich hier als Anhaltswerte mit Blick auf eine Plausibilitätsprüfung so lange seitens des Gesetzgebers oder expressis verbis in Normen, wie beispielsweise in [11], *diesbezüglich* keine repräsentativen Vorgaben zur Sicherung des bauordnungsrechtlichen Sicherheitsniveaus getroffen werden.

Dies erscheint allerdings zwingend geboten.

■ Um den Bezug zum Vollbrandmodell nach DIN 4102-2 anschaulich zu wahren, sollte man bei jedem Einzelfall denselben durch Ausweisung der äquivalenten Branddauer im Sinne der Definition nach DIN 18230-1 herstellen. Als äquivalente Branddauer  $t_a$  in [min] wird dabei die Zeit verstanden, bei der im betrachteten Bauteil unter Normbrandbedingungen nach DIN 4102-2 näherungsweise dieselbe kritische Wirkung erreicht wird wie im „natürlichen“ Brandsi-

mulationsmodell. Damit wird auch klar: Validierte Brandsimulationsmodelle mit repräsentativ gewählten Ausgangsparametern stellen auf ein Vollbrandmodell ab, dem das Tragwerk bei entsprechender Bemessung der Bauteile über die gesamte Zeitdauer eines Brandes ohne Verlust der Gesamtstabilität widersteht! Weiter Ausführungen dazu im folgenden Kapitel.

## 5 Rechnerische Nachweise zur Bestimmung der vorhandenen Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen und Gesamttragwerken

### 5.1 Übersicht

Die nachfolgende **Tab. 1** (siehe hierzu auch die dbzgl. Tabelle 1 in [11] als Bezugsgrundlage) vermittelt eine Übersicht zu den prinzipiellen Nachweismöglichkeiten. Weitere verbale Aussagen zu den Nachweisstufen können dem Schrifttum (siehe hierzu u. a. [1]) entnommen werden.

An dieser Stelle sei zur Klarstellung nur angefügt: Die Nachweisstufe 3 schließt die Nachweise auf der Basis so genannter parameterabhängiger Brandbeanspruchungen (bisher auch als „Naturbrände“ zur Abgrenzung zu den „Normbränden“) ein. Solche Nachweisführungen sind zur allgemeinen Anwendung nicht freigegeben (s. o., respektive Ziffer 3 und 4.3 in [11]).

Die Nachweise „selbst“ dürfen grundsätzlich erbracht werden (vgl. Ziffer 2 in EN V 1991-2-2)

- a) im „Zeitbereich“  
 $\text{vorh } t_{fi} \geq \text{erf } t_{fi}$     oder
- b) im „Festigkeitsbereich“  
 $R_{fi} \geq E_{fi}$     oder
- c) im „Temperaturbereich“  
 $\theta_d \leq \theta_{cr,d}$

Legende:

- $t_{fi}$  – Feuerwiderstandsdauer
- $R_{fi}$  – Beanspruchbarkeit im Brandfall („Widerstand“ im Brandfall)
- $E_{fi}$  – Beanspruchung (Einwirkung) im Brandfall
- $\theta_d$  – Temperaturbemessungswert
- $\theta_{cr,d}$  – kritische Temperatur (im Bauteil)

Tabelle 1: Übersicht zu den Nachweisstufen

	Nachweisschritt (Basis)	Nachweisstufe		
		1	2	3
1	Tragwerk	Einzelbauteil	Einzelbauteil	Teiltragwerk Gesamttragwerk
2	Brandbeanspruchung (Brandszenario)	ETK	ETK, oder: siehe Zeile 3	ETK, oder: siehe Zeile 3
3	Thermische Analyse (Erwärmungsrechnung)	keine	Erwärmungsrechnung zulässig, soweit den Vorgaben gefolgt wird nach Eurocode 1, Teil 2-2 Abschn. 4 mit „Nominellen Temperaturzeitkurven“ oder „Netto-Wärmestrom“	
4	Mechanische Analyse	Lastkombination nach Eurocode 1 Teil 2-2 Anhang F:		
4a	■ Einwirkung	$\gamma_G \cdot G_k + \psi_1 \cdot Q_{k1} + \psi_2 \cdot Q_{k2}$		
4b	■ Widerstand	Tabellenverfahren nach jeweiliger Norm zu „Bauart“	„Vereinfachte Nachweis- verfahren/Rechenver- fahren“ z.B. Verfahren mit reduzierten Quer- schnitten	PC-Programme; Basis: Versuche; Erklärung der Verifikation und der Validität

Legende zu den Einwirkungen:

$G_k$  – Charakteristischer Wert für ständige Einwirkungen (Eigengewicht)

$Q_{ki}$  – Charakteristische Werte der veränderlichen Einwirkungen

$\gamma_G$  – Teilsicherheitsbeiwert für Dauerbeanspruchungen, hier:  $\gamma_G = 1,0$

$\psi_1$  – Kombinationsfaktoren, siehe [11]

## 5.2 Mechanische Beanspruchungen („Lastannahmen“)

Die nach der Liste der eingeführten Technischen Baubestimmungen (hier: Muster-Liste „LTB“ für die Länder) „über die Anlagen“ zu den eingeführten DIN ENV zum Nachweis der Bauarten gemäß Ziffer 3 („Technische Regeln zum Brandschutz“) in Ansatz zu bringenden Lastannahmen (Einwirkungen) folgen dem „großzügigen Grundsatz“, dass in einem Gebäude ein Brand nicht unmittelbar zeitgleich mit einem extrem hohen Niveau mechanischer Belastungen aus Nutz-, Wind- und Schneelasten zusammen trifft [12].

Die maßgebliche statische Beanspruchung während der Brandbeanspruchung ergibt sich aus Gleichung (F1) von EN V 1991-2-2 respektive Eurocode 1 Teil 2-2 in Verbindung mit Tabelle RF1 aus dem Nationalen Anwendungsdokument (NAD) [11]:

$$E_{fi,d,t} = G_k + \psi_1 \cdot Q_{k,1} + \psi_2 \cdot Q_{k,2} + A_d(t) \quad (\text{Gl. 1})$$

$E_{fi,d,t}$  – Maßgebende Beanspruchung (Lastkombination)

$G_k$  – Summe der ständigen Einwirkungen ( $\gamma_{GA} = 1,0$ )

$Q_{k,1}$  – Summe der „vorherrschenden“ veränderlichen Einwirkung (z. B. Verkehrslast)

$\psi_1$  – den veränderlichen „vorherrschenden“ Einwirkungen“ zugeordneter Kombinationsbeiwert (für Gebäude)  $\psi_1 = 0,5 \dots 0,8$

$Q_{k,1}$  – Summe der „weiteren/anderen veränderlichen Einwirkungen“ (z. B. Windlast, Schneelast)

$\psi_2$  – den „weiteren/anderen veränderlichen Einwirkungen“ zugeordneter Kombinationsbeiwert (für Gebäude)  $\psi_2 = 0,0$  (vgl. Tabelle RF 1 im o. g. NAD [11] respektive  $\psi_2 = 0,3 \dots 0,8$ )

$A_d(t)$  – Mechanische Einwirkung infolge Brandbeanspruchung (soweit zu berücksichtigend)

Wird für ein Wohn- oder Bürogebäude die Verkehrslast (Nutzlast) die maßgebende bzw. vorherrschende „veränderliche Hauptbeanspruchung“, so gilt für die statische Beanspruchung im Brandfall

$$E_{fi} = 1,0 \cdot G_k + 0,5 \cdot Q_{k,1}; \quad (\text{Gl. 2})$$

für ein Geschäftshaus (Warenhaus) würde

$$E_{fi} = 1,0 \cdot G_k + 0,8 \cdot Q_{k,1}; \quad (\text{Gl. 3})$$

Ergibt sich im Einzelfall für ein Wohn- oder Bürogebäude die Windlast als „veränderliche vorherrschende Haupteinwirkung“, so gilt als Lastannahme:



$$E_{fi} = 1,0 \cdot G_k + 0,5 \cdot W_{k,1} + 0,3 \cdot Q_{k,2} \quad (\text{Gl. 4})$$

Sollte die Schneebelastung sich als die maßgebende „veränderliche Haupteinwirkung“ darstellen, so wird:

$$E_{fi} = 1,0 \cdot G_k + 0,2 \cdot S_{k,1} + 0,3 \cdot Q_{k,2} \quad (\text{Gl. 5})$$

Bezüglich der Kombinationsbeiwerte  $\psi$  sei im Einzelnen verwiesen auf o. g. Tabelle RF 1 im NAD Eurocode 1, Teil 2-2 [11].

Für die ständigen Einwirkungen (Eigenlasten) gilt „im Brandfall“ grundsätzlich für den „zugeordneten“ Beiwert  $\gamma_{GA} = 1,0$  (s. o.); die Brandbeanspruchung wird als außergewöhnliche Einwirkung auf das Tragwerk betrachtet.

In den vorstehenden „vereinfachten Lastannahmen“ nach Gl. (2) bis (5) wurde  $A_d(t)$  vernachlässigt.  $A_d(t)$  symbolisiert die so genannten indirekten Einwirkungen aus der Brandbeanspruchung „selbst“.

Indirekte Einwirkungen können z. B. auf Grund einer behinderten thermischen Dehnung auftreten. Ihr „Auftreten“ ist im Einzelfall sorgsam zu prüfen; sie brauchen „selbstredend“ nicht berücksichtigt zu werden, sofern sie das Tragverhalten nur unwesentlich beeinflussen, durch die Auflagerkonstruktion oder das Auftreten „erster“ plastischer Gelenke, die noch nicht zum Versagen des Gesamtbauwerkes führen, quasi „aufgehoben“ werden; insofern sollte das statische System zu einem Tragwerk stets „von Anbeginn“ auch unter dem Gesichtspunkt des „Lastfall-Brand“ zweckdienlich „intelligent“ gewählt werden!

### 5.3 Thermische Beanspruchungen

Der Sachverhalt wurde im Rahmen dieser Ausarbeitung bereits im Überblick in Kapitel 4 mit abgehandelt. Im Übrigen sei auf das umfangreiche Schrifttum [1] und [13] in Ergänzung zu [11] verwiesen. An dieser Stelle sei lediglich ergänzend angefügt:

■ Soweit der Nachweis nach Stufe 3 (**Tab. 1**) auf der Basis einer so genannten parameterabhängigen Brandbeanspruchung erfolgt (siehe hierzu auch Anhang A zu EN V 1991-2-2), sollte stets unter dem Gesichtspunkt der Wahrung des Bezuges zur Einheitstemperatur (ETK) die äquivalente Brandbeanspruchungszeit ausgewiesen werden (vgl. Anhang E zu DIN EN V 1991-2-2). Für den empfohlenen Bezug sollte im „nationalen Bereich“ auch die

äquivalente Branddauer  $t_a$  nach DIN 18230 bzw. das dortige Verfahren herangezogen werden. Als äquivalente Branddauer respektive Brandbeanspruchungszeit wird die Zeit verstanden, bei der im betrachteten Bauteil im Normbrand (ETK) näherungsweise dieselbe Wirkung erreicht wird wie unter dem „natürlichen Brand“ (parameterabhängigen Brand).

Im Rahmen eines mit Zustimmung der zuständigen Bauaufsichtsbehörde geführten Nachweises nach Stufe 3 (s. o.) ist es kein Widerspruch, wenn einem Tragwerk der Feuerwiderstandsklasse F30 nach DIN 4102-2 (respektive REI 30 nach DIN EN 13501-2) einer Feuerwiderstandsdauer von mehr als 90 Minuten (im „Naturbrand“) zugewiesen werden kann, soweit dem „natürlichen Brand“ eine Brandbelastung von erheblich weniger als 250 kWh/m<sup>2</sup> zugrunde liegt, da jeweils „nur“ die Bemessungstemperaturmaxima miteinander verglichen werden (**Abb. 1**).

*Anmerkung:*

Zum Verständnis vorstehender Aussage muss allerdings bekannt sein, dass unter üblichen Brandbedingungen dem Normbrand (ETK) eine rechnerische Brandbelastung  $q_R$  von 250 bis 400 kWh/m<sup>2</sup> „zugrunde liegt“; diese Zuordnung entspricht aus praktischer Sicht vergleichsweise einem „doppelt durchschnittlich“ mit Brandlast ausgestatteten Wohnraum (300 kWh/m<sup>2</sup> (65 kg Holz/m<sup>2</sup>)).

Die vorstehende Aussage gilt allerdings nicht im Umkehrschluss: Es ist regelrecht falsch, wenn in einem „Gutachten“ auf der Basis einer Brandsimulationsberechnung (parameterabhängige Brandbeanspruchung) eine Feuerwiderstandsdauer von 65 Minuten errechnet wird und für dieses Ergebnis eine Feuerwiderstandsklasse F60 nach DIN 4102 als vorhanden ausgewiesen würde (**Abb. 1**)! Die Nachweis-

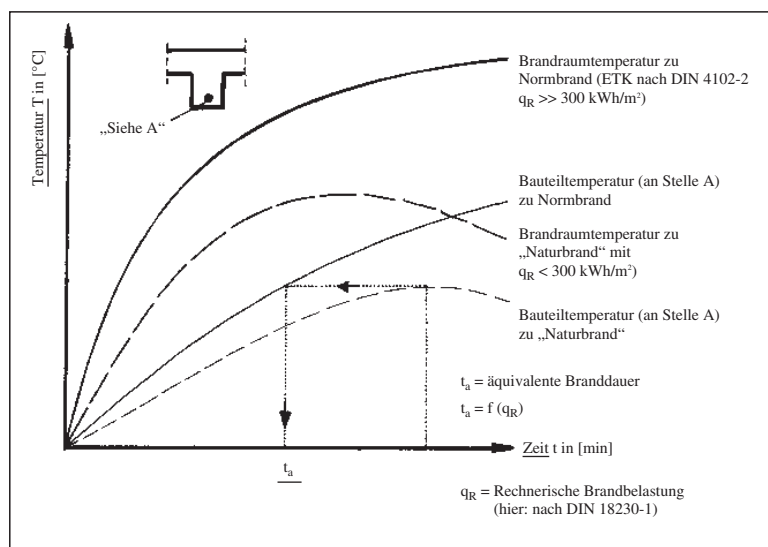


Abb. 1: Äquivalente Branddauer



führung muss darin auch im jeweiligen „Zeitbereich“ (s. o.) bleiben!

Die vorstehend negierte Schlussfolgerung ergibt sich bestenfalls für Fälle mit  $q_R \gg 300 \text{ kWh/m}^2$  und höheren Energiefreisetzungsraten als nach

Normbrand (ETK). In der Praxis sind diese Fälle ohnehin kaum Gegenstand einer Brandsimulationsberechnung, da dann in aller Regel die allgemeine bauordnungsrechtliche Anforderung an das Bauteil (das Tragwerk) die wirtschaftlichere Lösung für den Bauherrn darstellt!

## Literatur

---

- [1] Schneider, U.; Lebeda, Ch.: Baulicher Brandschutz; Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart; Berlin; Köln; 2000.  
Schneider, U.; u.a.: Ingenieurmethoden im Baulichen Brandschutz; 2. Auflage; expert-Verlag; Renningen; 2001.  
Schneider, U.: Grundlagen der Ingenieurmethoden im Brandschutz, Werner Verlag, Düsseldorf 2002.
- [2] Mehl, F.: Bauaufsichtliche Akzeptanz von Ingenieurmethoden im baulichen Brandschutz, Monographie der Fa. Promat, Ratingen, 2003.
- [3] Mehl, F.: Brandschutz im Bestand und bauaufsichtliche Akzeptanz von Ingenieurmethoden; vfdB-Zeitschrift, Heft 2/2003, S. 71 bis 77.
- [4] Musterbauordnung (MBO) Fassung vom November 2002 (<http://www.is-argebau.de>) Novellierung der seinerzeitigen Fassung vom Dezember 1997.
- [5] DIN 18232-2, Rauch- und Wärmefreihaltung; hier insbesondere die Teile: Teil 2: Rauchabzüge; Bemessung, Anforderungen und Einbau; Teil 5: Maschinelle Rauchabzüge, Anforderungen und Bemessung.
- [6] Muster-Richtlinie über den baulichen Brandschutz im Industriebau (M IndBauRL), Fassung März 2000; u.a. veröffentlicht in DIBt-Mitteilungen, Heft 6/2000.
- [7] Musterverordnung über den Bau und Betrieb von Versammlungsstätten (Muster-Versammlungsstättenverordnung – MV-StättV), Fassung Mai 2002.
- [8] DIN 18230-1, Ausgabe Mai 1998; Baulicher Brandschutz im Industriebau; Teil 1: Rechnerisch erforderliche Feuerwiderstandsdauer.
- [9] Schneider, U.; Seifert, U.: Aspekte der experimentellen Brandmodellierung; vfdB-Zeitschrift Heft 3/2003.
- [10] Leitfaden Ingenieurmethoden im vorbeugenden baulichen Brandschutz; Entwurf/Arbeitsfassung Oktober 2002; Herausgeber/Bearbeiter: vfdB, Referat 15; nicht veröffentlicht.
- [11] DIN Fachbericht 91: Nationales Anwendungsdokument (NAD) „Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1991-2-2: 1997-05“; Eurocode 1 Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 2-2, Einwirkungen auf Tragwerke – Einwirkungen im Brandfall; u.a. veröffentlicht in DIN-Taschenbuch „Bauen in Europa, Brandschutzbemessung“; Beuth Verlag GmbH; 2000.
- [12] Fachbeiträge in: Schneider, U.; u.a.: Ingenieurmethoden im Baulichen Brandschutz; expert-Verlag; Renningen; 2001.
- [13] Schleich, J. B.: Das globale Brandsicherheitskonzept; Monographie zum Deutschen Stahlbautag 2000; Dokumentation 654, Herausgeber: Gemeinschaft von Stahlherzeugenden Unternehmen mit dem Deutschen Stahlbau-Verband DSTV.

# Kritische Anmerkungen zu Belastungsversuchen

## Belastungsversuche öffnen Fenster zur Wirklichkeit – Berechnungen zeigen das Verhalten verschiedener Modelle

Die Gründe für eine Beurteilung der Tragfähigkeit vorhandener Bauwerke oder Bauteile können sehr vielfältig sein: Alterung, Schäden, Ausführungsmängel, Verstärkungen, Nutzungsänderung, Umbau usw. Solche Beurteilungen können rechnerisch oder versuchsgestützt vorgenommen werden und erfordern meistens besondere Erfahrungen, Kenntnisse und insbesondere auch ein aufgabengerechtes Sicherheitskonzept. Die Herausgabe der DAfStb-Richtlinie „Belastungsversuche an Betonbauwerken“ wurde für notwendig erachtet, um die zunehmende Anwendung der „Experimentellen Tragsicherheitsbewertung in situ“ zu regeln. Diese Richtlinie gibt die Teilsicherheitsbeiwerte sowohl für die versuchsgestützte als auch für die rechnerische Beurteilung der Tragfähigkeit an. Ein Beispiel im folgenden Beitrag, in dem Anmerkungen zu eigenen Belastungsversuchen mit unterschiedlichen Aufgabenstellungen gemacht werden, zeigt, dass sich mit ihnen die Ergebnisse beider Methoden annähern.

### Univ.-Prof. i.R. Dr.-Ing. Ulrich Quast



Von 1985 bis 2002 Leiter des Arbeitsbereiches Massivbau der TU Hamburg-Harburg, davor acht Jahre Professor im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig und freiberuflich acht Jahre bis 1977 Beratender Ingenieur in Hamburg; Mitarbeit in verschiedenen Ausschüssen des Deutschen Ausschusses für

Stahlbeton (DAfStb) und früher im Comité International du Béton (CEB). Beratender Ingenieur VBI und Prüffingenieur für Baustatik VPI.

## 1 Einführung

### 1.1 Was war kritisch?

Über Belastungsversuche zur „Experimentellen Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen in situ“ hatte Steffens schon auf den Arbeitstagen der Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik e. V. in den Jahren 1993 [1] und 1998 [2] berichtet. Quast hatte ebenfalls auf der Arbeitstagung 1998 über den Stand der Richtlinie für Belastungsversuche berichtet und vergleichbare Regelwerke der DDR angesprochen [3]. Die neue Richtlinie wurde vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton im September 2000 veröffentlicht [4]. Sie kann für Bauwerke oder Bauteile des Hochbaus aus Beton und Stahlbeton und sinngemäß auch für andere Massivbauwerke des Hochbaus angewendet werden. Die Vorbemerkung in dieser Richtlinie fasst eindeutig zusammen:

*„Belastungsversuche dürfen den Standsicherheitsnachweis bestehender Bauwerke in begründeten Fällen dann ergänzen, wenn der Standsicherheitsnachweis trotz gründlicher Bauwerksuntersuchung durch Berechnung nicht erbracht werden kann. In jedem Fall ist eine rechnerische Beurteilung der vorhandenen Tragfähigkeit erforderlich. Die Anwendung beschränkt sich auf schadhafte oder unzunutzende Bauwerke, für die die Kenntnisse des Berechnungsmodells, des Zusammenwirkens von Bauteilen oder Bauteilabschnitten oder der Wirksamkeit zuvor durchgeführter Verstärkungsmaßnahmen nicht ausreichen.“*

Begriffe wie „Zerstörungsfreie Traglastermittlung“ oder Aussagen wie „Eine wirkungsvolle Computer-Hilfe alternativ zum rechnerischen Standsicherheitsnachweis“ waren zu kritisieren [3, Abschn. 2.1.3]. Die Traglast eines Bauteils lässt sich versuchsmäßig immer noch nicht zerstörungsfrei ermitteln; sie kann nur rechnerisch für das angenommene Berechnungsmodell bestimmt werden. Belastungsversuche ersetzen rechnerische Standsicherheitsnachweise nicht, sie ergänzen sie.

### 1.2 Was ist kritisch?

Ein Vorgehen nach der Richtlinie [4] ist absolut unkritisch. Steffens hat die erfolgreiche Anwendung in seinem 2002 erschienenen Buch sehr praxisgerecht

beschrieben [5]. Die baurechtlichen Grundlagen werden in diesem Buch auf 13 Seiten sehr ausführlich und sehr kompetent von *Manleitner* erläutert. Zur bauaufsichtlichen Bedeutung der DAfStb-Richtlinie für Belastungsversuche heißt es [5, S. 14, 15]:

„Für den Zuständigkeitsbereich des Bauordnungsrechtes der Länder hat die Fachkommission „Bautechnik“ der ARGEBAU keine Bedenken, wenn beim Standsicherheitsnachweis bestehender Bauwerke oder Bauwerksteile des Hochbaus zum Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ergänzend zur Berechnung Belastungsversuche entsprechend den Grundsätzen der Richtlinie durchgeführt werden. Die Richtlinie soll jedoch nicht als Technische Baubestimmung bauaufsichtlich eingeführt werden.“

Erübrigen sich also kritischen Anmerkungen? Nach dem DUDEN heißt „kritisch“ insbesondere auch „wissenschaftlich verfahren“. In diesem Sinne werden nachfolgend Anmerkungen zu eigenen Belastungsversuchen mit unterschiedlicher Aufgabenstellung gemacht. In der Kernaussage hieß es bereits: „Belastungsversuche öffnen Fenster zur Wirklichkeit...“. Inwieweit dann durch solche Fenster die ganze Wirklichkeit erfasst wird, hängt sehr davon ab, ob geschulte oder weniger geschulte Augen durch das Fenster blicken. Das „Vier-Augen-Prinzip“ gilt für die unabhängige Prüfung bautechnischer Unterlagen; das „Viel-Augen-Prinzip“ gilt für Belastungsversuche. Viele Augen, auch weniger geschulte, nehmen bei einem erfolgreichen Belastungsversuch wahr, dass das Bauwerk oder Bauteil funktioniert hat. Deshalb haben Belastungsversuche neben allen gemessenen Einzelergebnissen eine gar nicht hoch genug zu bewertende Beweiskraft für alle Beteiligte. Dies hat der Autor bei allen seinen Belastungsversuchen erlebt.

Bevor einige kritische Anmerkungen zur Wirklichkeit von Belastungsversuchen gemacht werden, ist noch zu erwähnen, dass die obige Kernaussage eine Abwandlung des vierten der fünf Leitsätze aus der Abschiedsvorlesung von Herrn Kollegen *Bachmann* am 27. Juni 2000 an der ETH Zürich ist: „Experimentelle Forschung kann nicht durch Computersimulation ersetzt werden. Experimente öffnen ein Fenster zur Wirklichkeit, während Computer das Verhalten von Modellen zeigen.“ Dies gilt insbesondere für die Baudynamik und auch für die Baustatik.

## 2 Belastungsversuche

### 2.1 Kalibrierung des Rechenmodells

Unzureichende Kenntnis des Berechnungsmodells ist nach [4, Abschn. 4.5 (1)] ein begründeter Fall,

einen Belastungsversuch durchzuführen. Aus diesem Grund wurden schon immer Belastungsversuche durchgeführt. *Herter* und *Spieker* (1990) berichteten beispielsweise über solche Belastungsversuche an einer stählernen U-Bahn-Brücke [6] und *Weber* und *Kehl* (1993) über Belastungsversuche einer Eisenbahnbrücke. Über Belastungsversuche zur Zustandsanalyse einer älteren Brücke berichteten *Quade* und *Reuschel* (1993) [8]. Dass Klärungen zum Rechenmodell zum Aufgabenbereich der experimentellen Baumechanik gehören, hat *Gerber* (1996) betont [9].

Das Schwingungsverhalten der Tribünen des Volksparkstadions Hamburg war 1988 durch Versuche ermittelt worden, um das Rechenmodell zu kalibrieren, mit welchem dann die während eines Rockkonzertes beobachteten Schwingungen und ihre Auswirkungen auf die Bauwerksbeanspruchung nachvollzogen wurden [10]. **Abb. 1** entstammt dem Hamburger Abendblatt, das berichtet hatte, dass Jackson-Fans „gefährliche Schwingungen des Tribünen-daches“ mit „Schwingungsamplituden von 30 cm“ ausgelöst hatten. Die Nachrechnung ergab, dass Dachschwingungen bis  $\pm 45$  mm mit 2.5 Hz möglich sind und Tribünenschwingungen bis  $\pm 33$  mm mit 3.8 Hz. Die Schwingungserregung erfolgt mit 2.5 bzw. 1.9 Hz. Diese Schwingungen ergeben keine Gefährdung des Bauwerks. Kritischer sieht es hinsichtlich der Möglichkeit aus, dass unter den Zuschauern eine Pa-

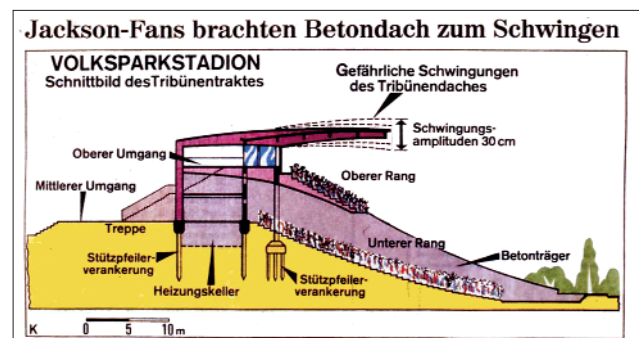


Abb. 1: Aus dem Bericht der Tageszeitung über menschen-erregte Schwingungen

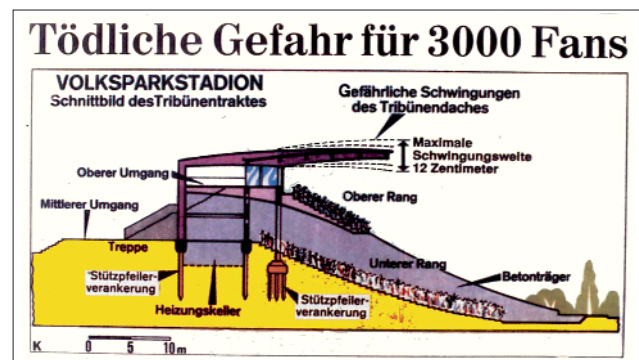


Abb. 2: Aus dem Bericht der Tageszeitung zum Untersuchungsergebnis, wonach keine gefährlichen Schwingungen auftreten



nik ausbricht. Das Schwingungsverhalten der Tribüne war aus den Schwingungsmessungen vor der Inbetriebnahme des Stadions im Jahre 1953 bekannt, aber vielleicht bei den Verantwortlichen in Vergessenheit geraten.

In einer Pressemitteilung wurden die insgesamt beruhigenden Ergebnisse der Untersuchungen aufgeführt. Dem anschließenden Bericht des *Abendblattes* ist **Abb. 2** entnommen. Es zeigt jetzt die „maximale Schwingungsweite von 12 cm“ und titelt groß: „Tödliche Gefahr für 3000 Fans“. Dies gehört auch zur Wirklichkeit von Belastungsversuchen. Inzwischen ist das Volksparkstadion abgerissen. Es hat der AOL-Arena Platz gemacht. Schulze berichtet über seine Erfahrung in der Baudenkmalpflege und spricht davon, dass „in nicht seltenen Fällen Eigentümer oder Ingenieure bewusst Fehlurteile über die Standsicherheit vorbringen“, um die Beseitigung historischer Bauwerke zu erreichen [5, S. 66]. Wer wollte die berichteten Schwingungen des Volksparkstadions zu welchem Zweck nutzen?

## 2.2 Nachweis des Sanierungserfolges

Der erste der beiden getrennten Überbauten der in **Abb. 3** zu sehenden Spannbetonbrücke im Zuge einer Schnellstraße war mit zu lange verzögertem Beton hergestellt worden. Dies hat zu erheblichen Sackungen des Betons und insbesondere im Bereich der Bügel zu Rissen und Hohlräumen geführt. **Abb. 4** zeigt einen von oben entnommenen Bohrkern. Abriss und Neubau des Überbaus wären wohl nicht teurer, aber auf jeden Fall geschäftsschädigender, als die sehr aufwendigen Sanierungsarbeiten gewesen. Die Bauverwaltung willigte schließlich in die Sanierung ein, machte aber zur Bedingung, dass der Sanierungserfolg durch einen Belastungsversuch mit rechnerischer Gebrauchslast zu kontrollieren ist. Er durfte beim sanierten Überbau keine schlechteren Ergebnisse als beim fehlerfrei betonierten zweiten Überbau ergeben.

**Abb. 5** und **Abb. 6** zeigen die erforderlichen Fahrzeuge zur Aufbringung der rechnerischen Verkehrslast für den Hautträger und die Kragplatte. **Abb. 7** zeigt die dem SLW nachgebildete Belastung der Fahrbahnplatte mit sechs Hydraulikpressen. Die Be-



Abb. 3: Ansicht einer Spannbetonbrücke

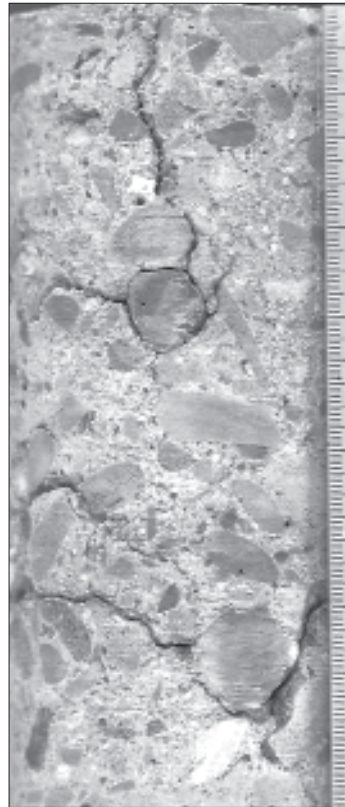


Abb. 4: Betonierfehler durch Sacken des Betons mit zu langer Verzögerung

lastungsversuche ergaben, dass sich der sanierte Überbau gegenüber dem benachbarten fehlerfrei hergestellten Überbau an allen untersuchten Stellen etwas steifer verhielt. Das Ergebnis hat alle überzeugt, dass die an die Zustimmung zur Sanierung geknüpfte Bedingung erfüllt wurde.

Im eigenen Interesse und ohne Wissen des Bauherrn waren vor der Zustimmung zur Sanierung an beiden Überbauten Schwingungsuntersuchungen durchgeführt worden. Es war vermutet worden, dass der fehlerhafte Überbau ein weniger steifes Verhalten zeigt, welches durch die Sanierung verbessert werden kann. Das Gegenteil wurde gemessen.



Abb. 5: Rechnerische Gebrauchslast auf einem Hauptträger, Fahrzeuge voll mit Kies beladen



Abb. 6: Rechnerische Gebrauchslast auf einem Kragarm, Mischerfahrzeug mit Kies beladen





Abb. 7: SLW-Belastung der Fahrbahnplatte mit hydraulischen Pressen

Dies kann auch erklärt werden. Die Risse und Hohlräume bedeuten nicht, dass im Brückeninneren gegenseitige Verschiebungen auftreten. Die Brücke verhält sich wie ein homogenes Bauteil mit einer Vielzahl von Hohlräumen, ähnlich einer Spannbetonbrücke vor dem Verpressen der Spannglieder. Durch die lange Verzögerung hat sich der Beton durch das Sacken aber besser verdichtet. Dies ergibt auch einen größeren  $E$ -Modul des Betons. Der fehlerhafte Überbau hätte sich bei einem Belastungsversuch auch schon vor dem Füllen der Risse steifer verhalten als der zweite fehlerfreie Überbau. Diese Wirklichkeit konnte der Belastungsversuch nach dem Füllen der Risse nicht erkennen lassen. Der Bauherr war über den erfolgreichen Belastungsversuch zufrieden. Der eigentliche Erfolg der Verpressarbeiten war natürlich durch eine sehr aufwendige Güteüberwachung sichergestellt worden. Mit dem Belastungsversuch allein konnte er nicht festgestellt werden.

## 2.3 Überprüfen der Tragfähigkeit

Steffens hat von 1980 bis 2001 mit dem Institut für Experimentelle Statik an der Hochschule Bremen über 200 Belastungsversuche aus unterschiedlichen Gründen durchgeführt [5, S. 6] und informiert in seinem Buch über ein Drittel dieser Versuche in Kurz-



Abb. 8: Beim Anheben beschädigte Gleistragplatte in einem U-Bahntunnel

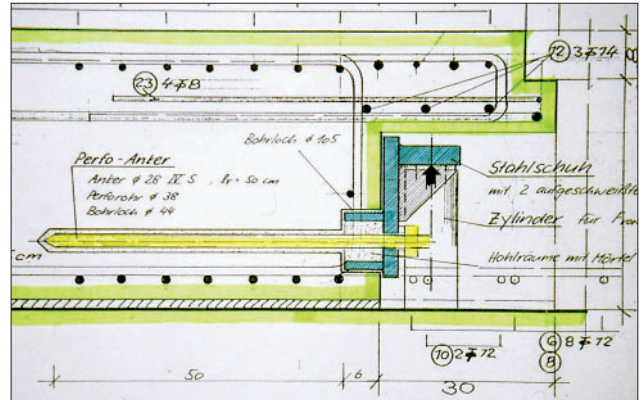


Abb. 9: Nachträglich eingebaute Konsole

form. Über Belastungsversuche ähnlicher Zielsetzung wird in [11] [12] [13] [14] berichtet.

Beim Anheben einer 46 cm dicken Gleistragplatte eines U-Bahn-Tunnels mit hydraulischen Pressen, um die Federelemente des Masse-Feder-Systems unter die Platte schieben zu können, entstand die in **Abb. 8** gezeigte Beschädigung. **Abb. 9** zeigt den Schnitt durch die Pressen-Nische mit der eingebauten Bewehrung. Das Entfernen des abgebrochenen Betons und das Vorbereiten der Fuge für das von der Baufirma vorgesehene erneute Betonieren erschienen wegen der engen Bewehrung nicht angebracht. Statt dessen wurde im Rahmen der gutachtlichen Stellungnahme eine trotz der beengten Verhältnisse einbaubare Konsole aus Stahl vorgeschlagen. Diese Konsole greift mit zwei angeschweißten Rohrstücken in horizontale Bohrungen der Gleistragplatte und kann die Kraft aus den schräg gerichteten Betondruckstreben aufnehmen. Die Verankerung zur Aufnahme der unteren Zugkräfte erfolgte mit Perfo-Ankern, die bis dahin nur im Tunnelbau zur Vernadelung von Fels verwendet wurden.

Der feste Sitz und die Tragfähigkeit dieser Konstruktion wurden vor Ort stufenweise bis zur 1.75fachen Gebrauchslast geprüft. Die Verschiebungen wurden im Jahre 1988 noch mit mechanischen Messuhren gemessen, weil die elektronischen Instrumente im Zuge der Ersteinrichtung des Arbeitsberei-

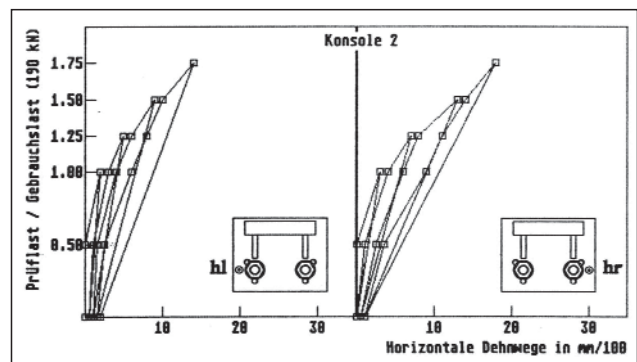


Abb. 10: Last-Verschiebungsdiagramme der Konsolen

ches Massivbau an der TU Hamburg-Harburg noch nicht beschafft waren. Zur Information während des Versuches konnten die wenigen Messwerte auch auf vorbereiteten Blättern grafisch aufgetragen werden. Die bleibenden Verschiebungen waren nach der Entlastung kleiner als  $3/100$  mm (Abb. 10). Dies war ein einfacher und in jeder Hinsicht überzeugender Belastungsversuch. Er war Anlass, dass der Bauherr solche Konsolen nachträglich in jede Pressen-Nische einbauen ließ.

## 2.4 Sichtbarmachen der Tragfähigkeit

Zwei baugleiche vorgefertigte Fußgängerbrücken verbinden zwei gegenüberliegende Gebäudeteile im ersten und zweiten Obergeschoss und stellen auch die Verbindung zu dem in der Gebäudehalle freistehenden Fahrstuhl dar (Abb. 11 und Abb. 12). Die Bauaufsicht schrieb bei der Erteilung des Gutachterauftrages an den Autor: „Bei der oberen Brücke haben sich im Laufe der letzten Monate Formänderungen gezeigt, die eine Gefährdung der Standsicherheit der beiden Brücken besorgen lassen.“ Der Prüfingenieur hatte der Bauaufsicht zuvor mitgeteilt: „Danach (nach den nach 9, 17 und nach 19 Monaten nach dem Verlegen vorgenommenen Verformungsmessungen) ist bei der unteren Brücke mit einem Durchhang von 3.4 cm in den letzten 10 Monaten keine Veränderung eingetreten, und die obere Brücke hat in zwei Monaten eine Zunahme des Durchhanges von 2.6 auf 3.0 cm erfahren. Der Durchhang der oberen Brücke ist innerhalb der letzten 10 Monate von 2.0 auf 3.0 cm angewachsen und hat weiterhin keine abklingende Tendenz. Ich halte deshalb ein Eingreifen der Bauaufsichtsbehörde für dringend geboten. Aus meiner Sicht kann die Standsicherheit nicht mehr als gewährleistet angesehen werden.“ Das bereits eingebaute Gerüst, auf das sich die Brücken bei

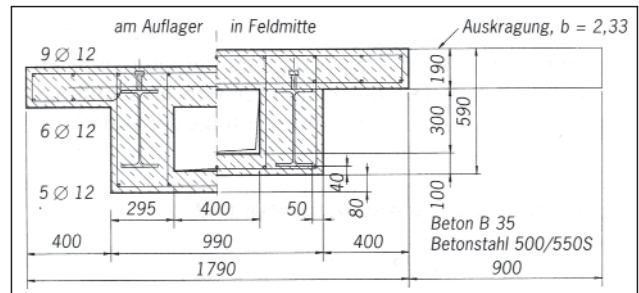


Abb. 12: Querschnitt der Fußgängerbrücke

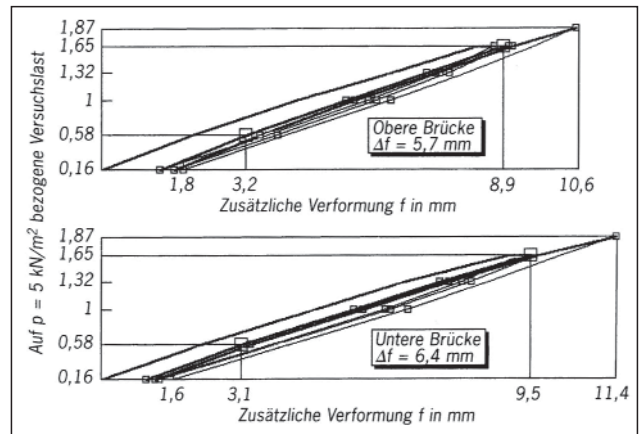


Abb. 13: Last-Verschiebungsdiagramme für beide Fußgängerbrücken

weiterer Durchbiegung legen würden, unterstrich, wie ernst es mit diesen Aussagen bestellt war.

Der vollständige Sachverhalt kann in [15] nachgelesen werden. Die untere Brücke war bereits nach zwei Tagen aus der Fertigungshalle nach draußen gebracht worden und war bis zum Verlegen im Alter von neun Tagen dem Frostwetter ausgesetzt. Die obere Brücke wurde zwei Tage nach der unteren betoniert und blieb bis zur Montage eine Woche in der Fertigungshalle. Der erste Gutachter hatte geurteilt, dass die Standsicherheit nicht gefährdet ist und dass die großen Verformungen, größer als die Überhöhung, durch die große Druckbeanspruchung des jungen Betons insbesondere im Bereich vor den Verbunddübeln zu erklären seien.

Die eigene nichtlineare Berechnung ergab, dass die Verformungen in der beobachteten Größe planmäßig zu erwarten sind und dass sie überhaupt keine Bedenken gegen die Standsicherheit begründen. Die Ursache für das

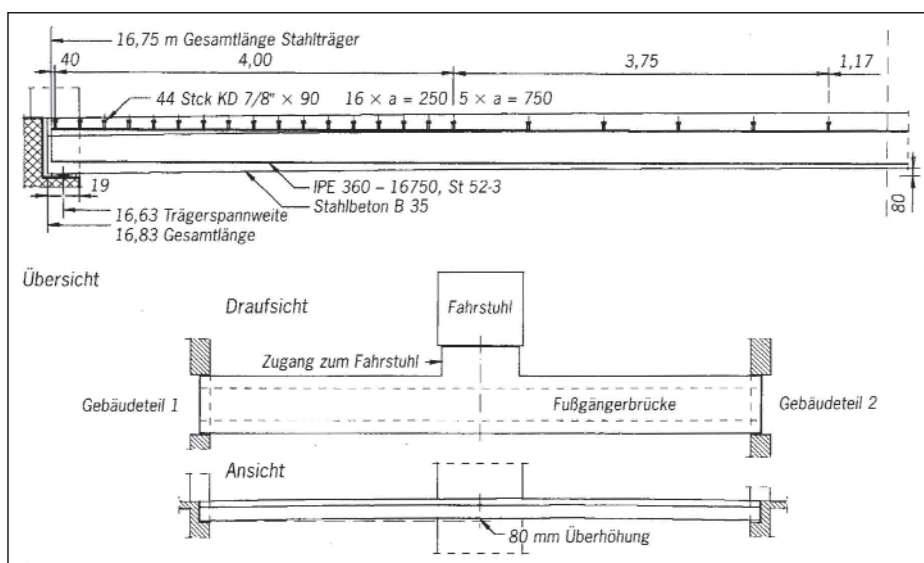


Abb. 11: Längsschnitt und Draufsicht einer Fußgängerbrücke



unerwartete Verformungsverhalten war, dass die untere Brücke wegen der schlechten Nachbehandlung sehr schnell den Endzustand der Durchbiegung erreicht hatte, wohingegen die obere Brücke wegen der größeren versteifenden Zugmitwirkung erst langsamer den Endzustand erreichte. Dies wurde durch Belastungsversuche mit 1.87facher Verkehrslast bestätigt (Abb. 13). Die obere Brücke war steifer und ihre verbleibenden Verformungen waren größer, weil zukünftige Verformungen infolge weiterer Rissbildung durch die erhöhte Belastung vorweggenommen wurden.

Diese Belastungsversuche wurden nicht vorgenommen, weil sich die Tragfähigkeit nicht rechnerisch nachweisen ließ; sie machten es aber entbehrlich, sich in der brenzigen Situation mit den sehr gegensätzlichen Meinungen im Einzelnen zu befassen.

## 2.5 Traglastermittlung

Mit den 1992 durchgeführten Traglastversuchen wurde ergänzend zu vorangegangenen verfeinerten Berechnungen gezeigt, dass die Tragfähigkeit einer sehr großen Anzahl von Fertigteilen einer Industrieanlage trotz der ungewöhnlichen Schubrisse in allen Fertigteilen ausreichend groß war. Der Versuchsaufbau mit zwei Fertigteilen gleicher Aus-

führung wurde von der Baufirma konzipiert (Abb. 14 und Abb. 15). Der vollständige Sachverhalt kann in [16] nachgelesen werden.

Die Verformungskriterien für das Erreichen der Versuchsgrenzlast nach der DAfStb-Richtlinie [4] brauchten nicht beachtet zu werden, weil die Prüfkörper zerstört werden durften. Die in dieser Richtlinie für neu entstandene Risse zulässige Rissbreite von  $w = 0.5 \text{ mm}$  wurde bereits bei 1.4facher Gebrauchslast erreicht, allerdings nur auf einer Seite. Auf der anderen Seite war dieser Riss nur 0.2 mm breit. Mit dem Erreichen des Verformungskriteriums für die Versuchsgrenzlast hätte keine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden können. Wegen gewisser Überfestigkeiten wurde die rechnerische Traglast im Versuch deutlich überschritten. Maßgebend war aber nicht, wie erwartet, die Schubbeanspruchung sondern die Biegebeanspruchung des Kragarms bei über 2.1facher Gebrauchslast.

Die im Belastungsversuch entstandenen Schubrisse wichen deutlich von den Schubrisse ab, wie sie in den Fertigteilträgern der Industrieanlage unter Dauerlast entstanden waren. Das günstigere Verhalten unter Kurzlast gegenüber Dauerlast war in diesem Fall bei der Auswertung des Belastungsversuches zu berücksichtigen. Das Rechenmodell konnte sehr gut mit den Versuchsergebnissen kalibriert werden.

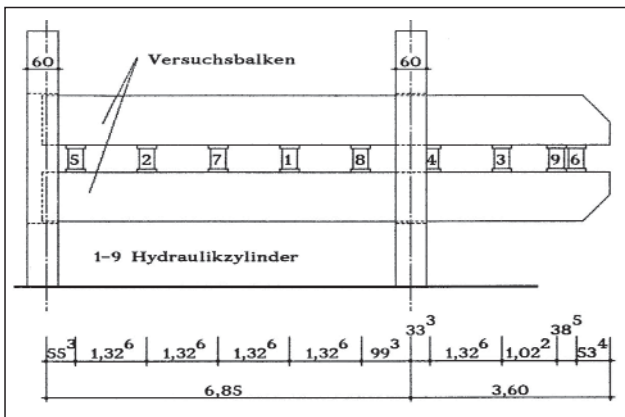


Abb. 14: Versuchsaufbau zur Prüfung von zwei Fertigteilbalken



Abb. 15: Prüfung von zwei Fertigteilbalken

## 2.6 Mit eigenen Augen gesehen

Bei den drei in den Abschnitten 2.3 bis 2.5 beschriebenen Belastungsversuchen bestand wegen der eigenen Berechnungen kein Zweifel an ausreichend großer Tragfähigkeit. Ergänzender Belastungsversuche hätte es zum Nachweis ausreichender Tragfähigkeit nicht bedurft. Aber das reicht natürlich nicht immer aus, um einen in das Blickfeld geratenen Problemfall abzuschließen. Die Beweiskraft von verfeinerten, meistens nichtlinearen Berechnungen mit forschungsnahen Modellen kann nicht bei allen Beteiligten unterstellt werden. Auch unausgesprochen können Zweifel bestehen bleiben. Nach meiner Erfahrung ist die Beweiskraft von Belastungsversuchen dagegen bei allen Beteiligten gegeben. „Mit eigenen Augen gesehen“ überzeugt besser als „unverständliche Rechnerei“.

## 3 Das „Vier-Augen-Prinzip“ bei Belastungsversuchen

Im abschließenden achten Abschnitt der DAfStb-Richtlinie [4] wird aufgezählt, was im Prüfbericht zusammenzufassen ist und gesagt, dass er Be-

standteil der bauaufsichtlichen Unterlagen ist. Sollte der Prüfbericht oder sogar die Durchführung des Belastungsversuches dem „Vier-Augen-Prinzip“ entsprechend geprüft werden?

Die DAfStb-Richtlinie [4, Abschn. 3] sagt, das Belastungsversuche nur von Prüfstellen u. a. mit ausreichenden Kenntnissen und Erfahrungen durchgeführt werden dürfen und dass die Vorbereitung, Durchführung und Auswertung von Belastungsversuchen nur durch qualifiziertes Fachpersonal vorgenommen werden darf. „Das DIBt führt eine Liste erfahrener Prüfstellen“ heißt es in einer Fußnote. Bisher gibt es sie wohl noch nicht.

Solange das Instrument „Belastungsversuch“ nur von anerkannten Fachleuten gutachtlich angewendet wird, anerkannt in der Fachwelt aufgrund ihrer beruflichen Tätigkeit, solange erübrigt sich meines Erachtens jede Frage hinsichtlich einer unabhängigen Prüfung. Anders sähe es aus, wenn das Instrument routinemäßig angewendet wird und die Befassung mit dem Sachverhalt dabei zu kurz kommen kann.

## 4 Sind Berechnungen immer hoffnungslos?

### 4.1 Geteilte Sicherheitsbeiwerte

Aus **Abb. 16** ist zu ersehen, dass Belastungsversuchen nach der DAfStb-Richtlinie [4] das immer noch „verteufelte“ Konzept mit geteilten Sicherheitsbeiwerten für die Beanspruchungen einerseits und die Beanspruchbarkeiten andererseits zugrunde liegt. Dies ist für den Erfolg der Belastungsversuche sehr entscheidend.

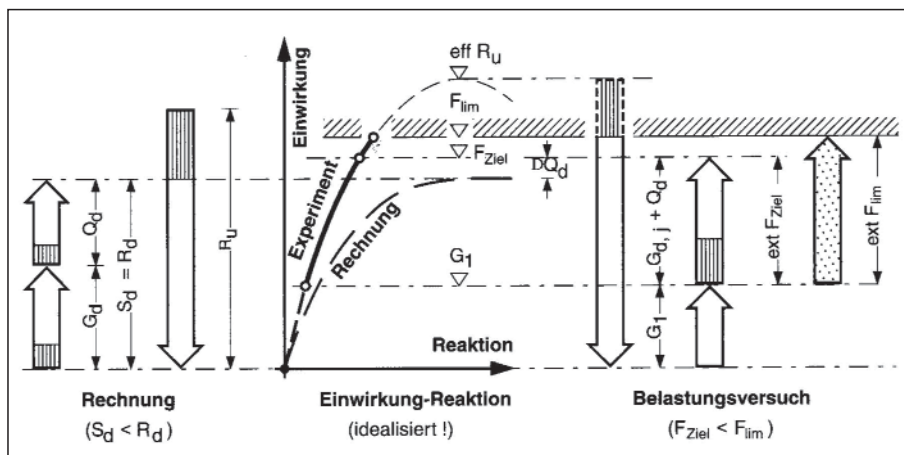


Abb. 16: Idealierte Darstellung des Sicherheitskonzeptes bei Belastungsversuchen an Bauwerken, nach Steffens [5, Bild 1-1], [2] und [18]

Bei Versagen der Bewehrung wird für biegebeanspruchte Bauteile nach DIN 1045 (01.72, 12.78, 07.88) in der Regel für den Gesamtsicherheitsbeiwert 1.75 bemessen. Nach DIN 1045-1:2001-07 ist der Teilsicherheitsbeiwert für Beanspruchungen insgesamt ungefähr 1.4 und für die Beanspruchbarkeit der Bewehrung 1.15; der Gesamtsicherheitsbeiwert ist dann nur  $1.4 \cdot 1.15 = 1.61 = 0.92 \cdot 1.75$ . Hinzu kommt, dass bei Belastungsversuchen nach [4] das beim Versuch vorhandene Eigengewicht nur 1.0fach und nicht 1.35fach in der zu erreichenden Beanspruchung unter der Versuchsgrenzlast enthalten sein muss. Ein eindeutiger Grund kann für diese günstig erscheinende Regelung nicht angegeben werden. Zu bedenken ist aber, dass die Beanspruchung im Belastungsversuch so begrenzt wird, dass keine bleibenden Schäden auftreten. Insofern bleibt zwischen der Versuchsgrenzlast und der tatsächlichen Traglast noch ein gewisse Reserve.

### 4.2 Abminderung der Teilsicherheitsbeiwerte

Zur rechnerischen Beurteilung der vorhandenen Tragfähigkeit bestehender Bauwerke dürfen die Teilsicherheitswerte nach vorangegangener sorgfältiger Bauwerksuntersuchung nach der DAfStb-Richtlinie [4, Abschn. 4.4] entsprechend Heft 467 DAfStb [17] niedriger angesetzt werden. Für ständige Einwirkungen  $G$  gilt  $\gamma_G = 1.15$  anstelle 1.35, für Beton gilt  $\gamma_c = 1.4$  anstelle 1.5 und für Bewehrung gilt  $\gamma_s = 1.10$  anstelle 1.15. Wie sich dies praktisch auswirken kann, wird im nachfolgenden Beispiel gezeigt.

### 4.3 Ein Beispiel

**Abb. 16** enthält eine mit „Rechnung“ bezeichnete Linie. Ähnliche Darstellungen hat Steffens auch schon 1993 [1], 1998 [2] und erneut 2003 [18] gezeigt. In dem aus der DAfStb-Richtlinie [4] entnommenen **Abb. 17** ist eine solche Linie nicht enthalten. Wer aus der Linie „Rechnung“ in **Abb. 16** schließt,

dass eine Rechnung gegenüber einem Belastungsversuch entsprechend der Linie „Experiment“ hoffnungslos ist und immer nur kleinere zulässige Belastungen ergibt, irrt. Dies wird mit dem folgenden Beispiel gezeigt.

In [5, S. 35 – 40] hat Steffens beschrieben, wie mit einem Belastungsversuch in situ die Zulässigkeit der von  $q_{alt} = 8.3 \text{ kN/m}^2$  auf  $q_{neu} = 11.4 \text{ kN/m}^2$  vergrößerte Belastung der Stahlbeton-Deckenkonstruktion infolge einer Auf-



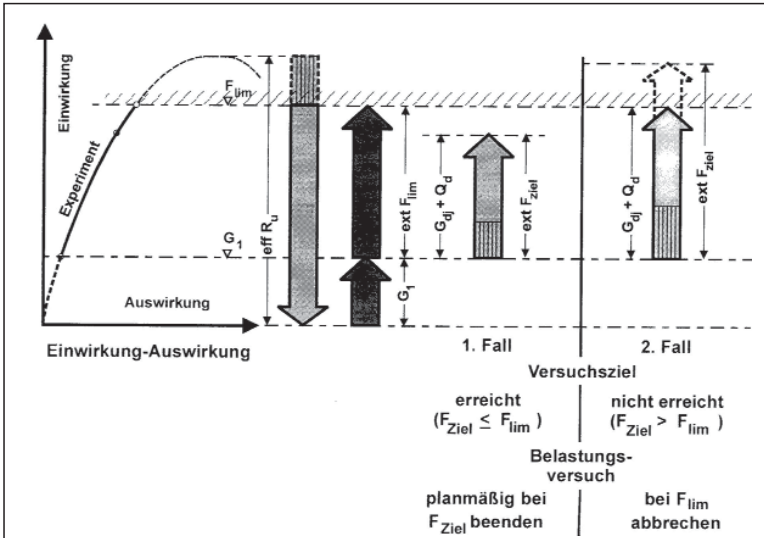


Abb. 17: Zum Sicherheitskonzept bei Belastungsversuchen in [4] und [5, Bild 2-1]

stockung des in **Abb. 18** gezeigten Klinikgebäudes nachgewiesen wurde. Die Lasterhöhung beträgt  $11.4 / 8.3 = 1.37$ . Die vorhandene Bewehrung entsprach der 1.05fach erforderliche Bewehrung. Es drängt sich die Frage auf, wie kann es möglich sein, die nicht unerhebliche Vergrößerung der Last ohne Verstärkung als zulässig nachzuweisen? Die nach DIN 1045 (alt) rechnerisch nachgewiesene Last wird  $11.4 / (1.05 \cdot 8.3) = 1.31$ fach überschritten. Zur Beantwortung der Frage werden die nach verschiedenen Konzepten nachweisbaren Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit  $R_d$  den aufzunehmenden Bemessungswerten der Beanspruchung  $E_d$  gegenübergestellt.

Die charakteristischen Einzelwerte für die ständige Einwirkung  $G_k$  und die veränderliche Einwirkung  $Q_k$  sowie die Werte für die ständige Einwirkung infolge Konstruktionslast  $G_{1k}$  und infolge Ausbaulasten  $G_{2k}$  wurden in [5] nicht genannt. Die Sicherheitsbeiwerte für die Gesamtlast ( $G_k + Q_k$ ) werden deshalb für das angenommene Verhältnis  $g/q = G_k / (G_k + Q_k) = 0.7$  und das angenommene Verhältnis

$g_1/g = G_{1k} / (G_{1k} + G_{2k}) = 0.7$  ermittelt. Mit ihnen werden die Verhältnisse der Bemessungswerte  $R_d / E_d$  ermittelt.

Für den Bauteilwiderstand  $R$  der hier zu beurteilenden neuzeitliche Stahlbeton-Deckenkonstruktion kann angenommen werden, dass das Versagen der Biegezugbewehrung maßgebend ist. Für den Bauteilwiderstand ergibt sich dann mit Berücksichtigung der 1.05fach vorhandenen erforderlichen Bewehrung und des Sicherheitsbeiwertes nach DIN 1045 (alt) der charakteristische Wert der Beanspruchbarkeit  $R_k = 1.05 \cdot 1.75 \cdot 8.3 = 15.25$  kN/m<sup>2</sup>.

### 4.3.1 DIN 1045-1:2001-07

$$E_d = \gamma_G \cdot G_{1k} + \gamma_G \cdot G_{2k} + \gamma_Q \cdot Q_k$$

$$= [(1.35 \cdot 0.7 + 1.35 \cdot 0.3) \cdot 0.7 + 1.5 \cdot 0.3] \cdot 11.4$$

$$= 1.395 \cdot 11.4 = 15.90 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d = R_k / \gamma_s = 15.25 / 1.15 = 13.26 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d / E_d = 13.26 / 15.90 = 0.83 < 1$$

Bei Anwendung des semiprobabilistischen Sicherheitskonzeptes ist das Verhältnis bereits deutlich größer als bei Anwendung des summarischen Sicherheitskonzeptes nach DIN 1045 (alt) mit  $R / E = 1 / 1.31 = 0.76$ .

### 4.3.2 DAfStb-Richtlinie (2000) [4, Abschn. 4.4], rechnerische Beurteilung der vorhandenen Tragfähigkeit

$$E_d = [(1.15 \cdot 0.7 + 1.15 \cdot 0.3) \cdot 0.7 + 1.5 \cdot 0.3] \cdot 11.4$$

$$= 1.255 \cdot 11.4 = 14.31 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d = R_k / \gamma_s = 15.25 / 1.1 = 13.86 \text{ kN/m}^2$$

$$R_d / E_d = 13.86 / 14.31 = 0.97 < 1$$

Nach sorgfältiger Bauwerksuntersuchung dürfen nach [4] die in 4.2 genannten verminderten Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden. Der nachzuweisende Bemessungswert der Beanspruchbarkeit ist nur 3 % kleiner als der Bemessungswert der Beanspruchung. Diese Differenz kann meistens durch Schnittgrößenumlagerung rechnerisch ausgeglichen werden. Ein Belastungsversuch ist dann nicht erforderlich.

### 4.3.3 DAfStb-Richtlinie (2000) [4, Abschn. 4.5], Beurteilung durch Belastungsversuche

$$E_{Versuch} = [(1.0 \cdot 0.7 + 1.35 \cdot 0.3) \cdot 0.7 + 1.5 \cdot 0.3] \cdot 11.4$$

$$= 1.224 \cdot 11.4 = 13.95 \text{ kN/m}^2$$

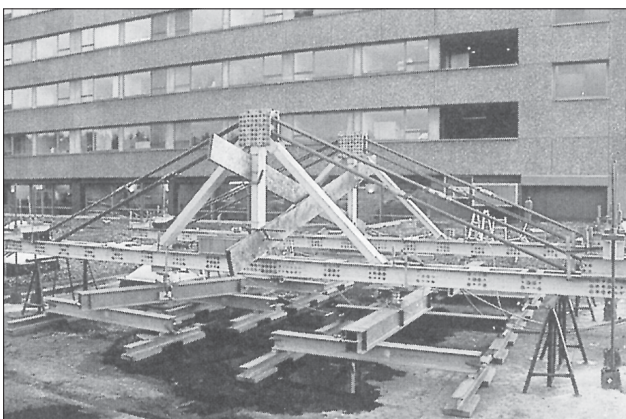


Abb. 18: Belastungsrahmen am Messort (Dachdecke) [5, Bild 4-2]

$$R_{\text{Versuch}} = 0.9 \cdot 0.9 R_k = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 15.25 = 12.35 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{\text{Versuch}} / E_{\text{Versuch}} = 12.35 / 13.95 = 0.89 < 1$$

Um bleibende Schäden durch den Belastungsversuch zu vermeiden, darf die Bewehrung nur bis zur 0.9fachen Spannung bei Erreichen der Elastizitätsgrenze beansprucht werden. Diese wird hier zu 90 % des charakteristischen Wertes der Streckgrenze  $f_{yk}$  angenommen. Es folgt, dass sich im Belastungsversuch ein günstigeres Tragverhalten gegenüber der Berechnung einstellen muss, um das rechnerisch noch zu kleine Verhältnis von 0.89 zwischen rechnerischer Beanspruchbarkeit und Beanspruchung unter Versuchsgrenzlast auszugleichen. Erfahrungsgemäß gelingt dies sehr häufig, weil sich nicht in Rechnung gestellte Einspannungen und andere Effekte beim Belastungsversuch günstig bemerkbar machen und dann einen größeren Wert für  $R_{\text{Versuch}}$  ergeben.

#### 4.3.4 Folgerungen aus dem Beispiel

Mit dem Konzept geteilter Sicherheitsbeiwerte können mehr oder weniger große Tragreserven in bestehenden Tragwerken erschlossen werden. Dies kann nach [4] durch rechnerische Beurteilung der Tragfähigkeit oder durch Belastungsversuche erfolgen.

Dieses Beispiel zeigt auch, dass die mit zutreffenden Teilsicherheitsbeiwerten berechnete Beanspruchbarkeit  $R_d = 13.86 \text{ kN/m}^2$  bei sonst gleichem Tragverhalten größer und nicht kleiner als die im Ver-

such ausnutzbare Beanspruchbarkeit  $R_{\text{Versuch}} = F_{\text{lim}} = 12.35 \text{ kN/m}^2$  ist. Dies ist aber in **Abb. 16** anders dargestellt.

#### 4.4 Rechenmodell und Wirklichkeit

Inwieweit ein angenommenes Rechenmodell der Wirklichkeit entspricht, hängt nicht zuletzt auch vom individuellen Wissen und Wollen ab. *Schulze* spricht in [5, S. 53] Holzbalkendecken mit Durchlaufträgern auf Unterzügen an. Die Annahme unachgiebiger Auflagerung auf den Unterzügen ergibt für die Durchlaufträger und für die Unterzüge zu große rechnerische Beanspruchungen. Nicht alle für Neubauten zweckmäßige Vereinfachungen taugen auch zur rechnerischen Beurteilung der Tragfähigkeit vorhandener Bausubstanz.

Von Bogen- oder Gewölbebrücken aus Mauerwerk ist bekannt, dass das Einhalten einer begrenzten Lastausmitte,  $e/h \leq 0.25$  bei  $\sigma_{\text{Zug}} \leq |\sigma_{\text{Druck}}| / 5$ , ein zweckmäßiges Konstruktionskriterium für den Neubau ist. Das Nichteinhalten dieses Kriteriums bedeutet aber umgekehrt nicht, dass die Tragfähigkeit nicht mehr ausreichend groß ist. In Belastungsversuchen mit vergrößerten Lasten und größeren Lastausmitten werden die maßgebenden Verformungskriterien i. d. R. eingehalten.

Es könnten weitere Beispiele dafür aufgeführt werden, dass vorhandene Bausubstanz nicht mit den beim Neubau erfolgreich angewendeten Regeln zutreffend beurteilt werden kann.

## Literatur

- [1] Steffens, K.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen in situ. Der Prüfer 3, (1993), 22-34
- [2] Steffens, K.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen in situ. Der Prüfer 13, (1998), 14-22
- [3] Quast, U.: Zum Stand der Richtlinien für Belastungsversuche an Massivbauwerken. Der Prüfer 13, (1998), 23-30
- [4] DAfStb-Richtlinie: Belastungsversuche an Betonbauwerken, Ausgabe September 2000.
- [5] Steffens, K.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken – Grundlagen und Anwendungsbeispiele. Berlin: Ernst & Sohn 2002
- [6] Herter, J. und Spieker, N.: Belastungsversuche an einer neuen Stahlbrücke der Berliner U-Bahn. Stahlbau 59 (1990), H. 8, 233-236
- [7] Weber, W. und Kehl, G.: Messungen am Stahlüberbau der neuen Hammer Eisenbahnbrücke anlässlich von Belastungsversuchen. Stahlbau 62 (1993), H. 2, 43-56
- [8] Quade, J. und Reuschel, E.: Zustandsanalyse und Belastungsversuche an der Langen Brücke Potsdam. Bautechnik 73 (1996), H. 10, 671-680
- [9] Gerber, U.: Einige Aufgabenbereiche der experimentellen Baumechanik. Bautechnik 73 (1996), H. 10, 656-664
- [10] Quast, U.: Schwingungsverhalten der Tribünen des Volksparkstadions Hamburg. Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), H. 9, 233-236
- [11] Bader, U., Feuchter, G. und Stiglat, K.: Versuche an Stahlbetondecken aus dem Jahre 1905 im Psychiatrischen Landeskrankenhaus in Wiesloch. Beton- und Stahlbetonbau 77 (1982), H. 3, 74-79
- [12] Steller, F., Fiedler, L.-D. und Quade, J.: Nachweis der Tragfähigkeit von Stahlsteindecken am Beispiel der Leipziger Pianofabrik. Bautechnik 73 (1996), H. 1, 8-14
- [13] Quade, J., Fiedler, L.-D. und Reuschel, E.: Historisch interessante Brückenkonstruktionen aus Möllerträgern – Experimentelle Tragsicherheitsbewertung. Bautechnik 71 (1994), H. 1, 41-47
- [14] Cziesielski, E. und Fouad, H. A.: Nachträgliche Bekleidung dreischichtiger Außenwände von Großtafelbauten mit Wärmedämmsystemen. Bautechnik 73 (1996), H. 7, 410-420
- [15] Quast, U.: Ein Sonderfall unerwarteter Verformungen. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998), H. 3, 79-82
- [16] Quast, U., Los, M.: Zum Einfluss von Längszugspannungen auf das Schubtragverhalten von Stahlbetonbalken. Bautechnik 76 (1999), S. 646-650
- [17] Verstärken von Betonbauteilen – Sachstandsbericht. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 467. Berlin: Beuth Verlag GmbH 1996
- [18] Knaack, H.-U., Schröder, C., Slowik, V. und Steffens, K.: Belastungsversuche an Eisenbahnbrücken mit dem Belastungsfahrzeug BELFA-DB. Bautechnik 80 (2003), H. 1, 1-8

# Brandschutztechnische Bemessung von Stahl- und Stahlverbundbauteilen

## Neue Bemessungsmethoden verändern die Ingenieurtätigkeit im vorbeugenden baulichen Brandschutz

Wer bei der Planung und Ausführung von Stahl- und Stahlverbundtragwerken verantwortlich handelt, stellt das Maß zur Einhaltung gesellschaftlich akzeptierter Sicherheitsniveaus nicht in Frage. In dem Bemühen, dieses Maß zu quantifizieren und in wissenschaftlich fundierte Ingenieurmethoden umzusetzen, hat der Stahlbau in Europa in den letzten Jahrzehnten einen wesentlichen Beitrag geleistet. Motivation dafür ist der Wettbewerb mit anderen Bauweisen. Die Wege, um die anerkannten Schutzziele zu erreichen, sind vielfältiger geworden: Numerische Simulationsverfahren und schutzzielorientierte Bemessungsmethoden haben die Ingenieurtätigkeit im vorbeugenden baulichen Brandschutz grundlegend verändert. Der Beitrag beschreibt deshalb den aktuellen Stand der Ingenieurmethoden im Rahmen der neuen europäischen Normung und deren mögliche Auswirkungen auf den Stahl- und Stahlverbundbau.

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



Jahrgang 1954, Studium Bauingenieurwesen an der Ruhr-Universität Bochum, 1977 Diplom, 1984 Dr.-Ing. mit einem Promotionsthema zum baulichen Brandschutz; bis 1987 Krupp Forschungsinstitut, Essen; danach Gesellschafter/Geschäftsführer in der HRA Ingenieurgesellschaft Bochum/Leipzig; 1996 Berufung zum Univer-

sitätsprofessor und Leiter des Instituts für Stahlbau der Universität Hannover; Vorsitzender/Mitglied in zahlreichen nationalen und internationalen Verbands- und Normungsgremien auf dem Gebiet des baulichen Brandschutzes; Beratender Ingenieur im Bauwesen.

## 1 Einführung

Der katastrophale Einsturz der Türme des World Trade Centers hat nachdrücklich das öffentliche Interesse auf das Brandverhalten von Stahl- und Stahlverbundkonstruktionen gelenkt. Die aktuellen Untersuchungsergebnisse [1] geben Anlass zu der Vermutung, dass Mängel in der brandschutztechnischen Auslegung den Schadensverlauf beeinflusst haben könnten.

Stahlbauteile haben im Vergleich zu Massivbauteilen von sich aus geringere Widerstandsfähigkeit gegen Feuer. Die Ursache hierfür ist zum einen die hohe Wärmeleitfähigkeit von Baustahl und zum zweiten die vergleichsweise geringe Massigkeit der Bauteile. Diese beiden technologischen Eigenschaften führen im Brandfall beim ungeschützten Stahlbauteil zu einer schnellen Erwärmung und entsprechend reduzierter Tragfähigkeit.

Bei Stahlbauteilen wird der Feuerwiderstand durch direkt am Bauteil angebrachte Brandschutzmaßnahmen oder durch Abschirmung, z.B. bei Trägern in Form von Unterdecken, erreicht. Diese Produkte sind entweder nach DIN 4102-4 [1] klassifiziert oder sie bedürfen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung, eines allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnisses oder einer Zustimmung im Einzelfall. Zu den direkt am Stahlbauteil wirkenden Brandschutzmaßnahmen gehören:

- dämmschichtbildende Anstriche (DSB),
- plattenförmige Bekleidungen und
- Putze.

Während dämmschichtbildende Anstriche vorwiegend bei geringeren Anforderungen bis etwa F 60 zu Anwendung kommen, können mit plattenförmigen Bekleidungen und Putzen leicht Feuerwiderstandsklassen bis F 120 erreicht werden. In Deutschland liegen die Kosten für diese Brandschutzmaßnahmen für übliche Hochbaukonstruktionen in der Größenordnung der Kosten für den Baustahl. Da-



bei ist der Grad der Anforderung, ob F 30 oder F 90, im Hinblick auf die Kosten nicht ausschlaggebend. Bereits die niedrigste Feuerwiderstandsklasse erfordert Aufwendungen von etwa 500 € pro t Stahlkonstruktion. Die Europäische Konvention für Stahlbau hat im Jahre 2002 eine Studie mit Beteiligung von acht europäischen Ländern durchgeführt. Dabei wurden unter anderem Kosten für Brandschutzbekleidungen durch eine Expertenbefragung erhoben. Im Ergebnis schwanken die Kosten in Europa und zwischen den verschiedenen Bekleidungen sehr stark (Abb. 1). Tendenziell lässt sich eine Zunahme der Kosten mit der Feuerwiderstandsdauer erkennen.

Neben Bekleidungen oder Beschichtungen besteht die Möglichkeit, Stahlquerschnitte mit Beton zu Verbundbauteilen zu kombinieren, die für hohe Feuerwiderstandsklassen bemessen werden können.

Vor diesem Hintergrund ist nach den wesentlichen Einflussgrößen zu fragen, die das Verhalten von Stahlbauteilen im Brandfall bestimmen und damit den Grad der Anforderungen und die daraus abzuleitenden Schutzmaßnahmen festlegen. Darüber hinaus wird in diesem Beitrag beschrieben, welche Auswirkungen auf den Brandschutz im Stahlbau die Entwicklung sogenannter Ingenieurmethoden des vorbeugenden baulichen Brandschutzes erwarten lassen.

## 2 Berechnungsverfahren im Brandschutz

### 2.1 Allgemeines

Traditionell folgen die normativen Regelungen in Deutschland dem konstruktiven Brandschutzkonzept. Dies umfasst eine Unterteilung der Gebäude in Brandabschnitte und ein angemessenes feuerbeständiges Tragwerk. Einen Katalog der hinsichtlich ihrer Feuerwiderstandsfähigkeit klassifizierten Bauteile beinhaltet die DIN 4102-4 [2]. Rechnerische Nachweisverfahren sind im baulichen Brandschutz relativ neu. Ausnahmen bilden hier in Bezug auf die Anforderungen die DIN 18230 [3] und DASt-Ri 019 [4]. In Bezug auf den Feuerwiderstand der Bauteile gibt es die „heißen“ Eurocodes.

Für Stahl- und Stahlverbundbauten im Hoch- und Ingenieurbau sind drei „heiße“ Eurocodes von Bedeutung. Die Einwirkungen im Brandfall werden in DIN V ENV 1991-2-2 [5] (kurz: EC1-2-2) geregelt, während die Regeln zur brandschutztechnischen Tragwerksbemessung für Stahl-

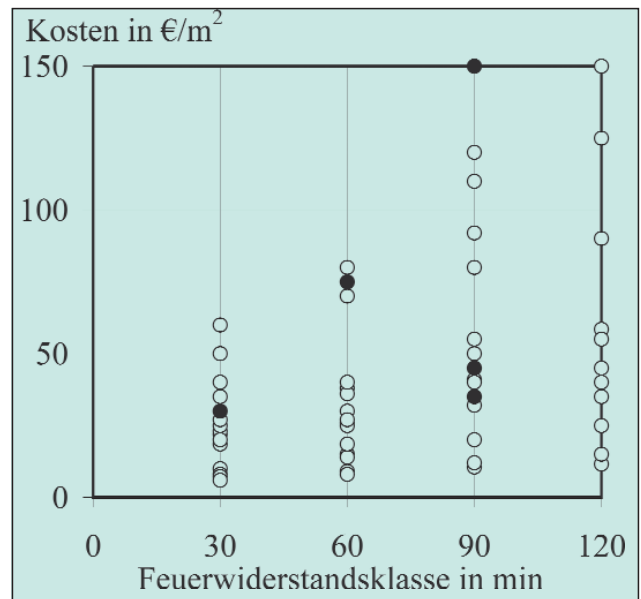


Abb. 1: Kosten für Brandschutzbekleidungen von Stahlbauteilen; Deutsche Angaben (●) Quelle: EKS 2002

bauten in DIN V ENV 1993-1-2 [6] (kurz: EC3-1-2) bzw. für Verbundtragwerke aus Stahl und Beton in DIN V ENV 1994-1-2 [7] (kurz: EC4-1-2) enthalten sind. Die zugehörigen Nationalen Anwendungsdokumente (NAD) wurden als DIN-Fachberichte veröffentlicht.

### 2.2 Brandgastemperatur-Zeitkurven

Im EC1-2-2 sind die Brandgastemperatur-Zeitkurven entweder als nominelle Temperaturzeitkurven, wie z.B. die aus den Brandversuchen bekannte Einheits-Temperaturzeitkurve (Abb. 2), vorgegeben oder sie können als so genannte Naturbrandkurven aus den projektspezifischen physikalischen Parametern des Gebäudes berechnet werden. Im EC1-2-2 Anhang B sind dazu recht einfach anwendbare Berechnungsformeln zur Ermittlung parametrischer Brandgastemperatur-Zeitkurven angegeben.

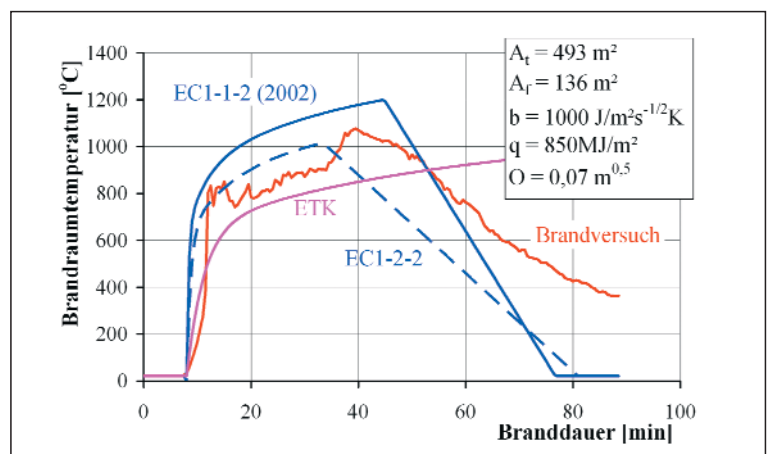


Abb. 2: Brandraum-Temperaturzeitkurven; Vergleich zwischen Versuch, ETK und parametrischen Brandkurven nach EC1



Für größere Brandabschnitte mit ggfs. lokal begrenzten Bränden sind diese einfachen Berechnungsformeln ungeeignet. Für die rechnerische Simulation von Naturbränden sind Programme entwickelt worden, die heute meist so genannte Mehrraum-Mehrzonen-Modelle verwenden. Dabei wird der zu untersuchende Brandabschnitt in mehrere Teilräume unterteilt, die wiederum mehrere Zonen aufweisen. In den einzelnen Zonen können Temperaturen, Rauch- und Gaskonzentrationen und Druckverteilungen berechnet und damit alle wesentlichen Größen, die das Brandgeschehen beschreiben, ermittelt werden. Für die Berechnungen ist eine Fülle von Eingangsparametern erforderlich. Diese lassen sich grob in Bauwerks- und Brandparameter gliedern. Zu den Bauwerksparametern gehören im Wesentlichen die Gebäudegeometrie mit Zu- und Abluftöffnungen und die wärmephysikalischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile (Wände, Decken und Böden). Mit den Brandparametern werden Art, Menge und Verteilung der Brandlasten sowie Abbrandmodelle beschrieben. Hinzu kommt ggfs. die Berücksichtigung von speziellen betrieblichen Einrichtungen wie Rauch- und Wärmeabzugsanlagen und Sprinklern.

Wegen der großen Anzahl der festzulegenden Parameter ist die Berechnung eines für die Bemessung maßgebenden Schadenfeuers außerordentlich schwierig, wenn nicht unmöglich. Für die Brandsimulationsrechnungen ist die Festlegung des Brand szenarios von grundlegender Bedeutung. In den Eurocodes werden keine „Bemessungsbrandszenarien“ festgelegt. Die Anwendung von Brandsimulationsrechnungen im bauaufsichtlichen Genehmigungsverfahren setzt daher die Vereinbarung solcher Brand szenarien im Einzelfall voraus. Dass hier erhebliche Ermessensspielräume existieren, liegt auf der Hand.

Über das NAD wird im Zusammenhang mit den „heißen“ Eurocodes lediglich der rechnerische Nachweis mit den nominellen Temperaturzeitkurven (z.B. ETK) allgemein zugelassen.

## 2.3 Bauteiltemperaturen

Mit den Brandgastemperatur-Zeitkurven wird die Erwärmung der Bauteile meist durch numerische Verfahren bestimmt. Die dafür erforderlichen thermischen Werkstoffkennwerte sind in den Eurocodes festgelegt.

Bei Stahlbauteilen vereinfacht sich der numerische Aufwand durch die Annahme einer über den Stahlquerschnitt gleichmäßigen Temperatur. Infolge der hohen Wärmeleitfähigkeit ist diese Annahme meist gerechtfertigt. Die Erwärmung als Funktion der

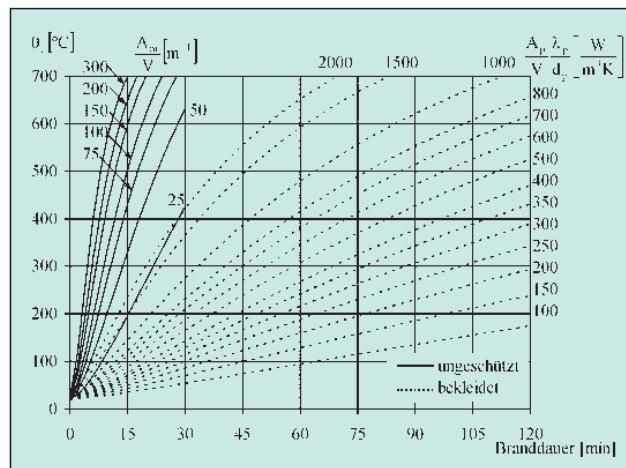


Abb. 3: Erwärmungsfunktionen von Stahlbauteilen als Funktion der Branddauer unter Einheits-Temperaturzeitkurve; Kurvenparameter: Profilmfaktor  $A_m/V$  [1/m] bzw.  $A_p \lambda_p / V d_p$  [ $W/m^3 K$ ]

Branddauer lässt sich dann wie in Bild 3 aus [8] als eine Bauteiltemperatur-Zeitkurve darstellen. **Abb. 3** zeigt, dass unter der Einheits-Temperaturzeitkurve lediglich massige, ungeschützte Stahlbauteile so langsam erwärmt werden, dass die Stahltemperaturen bis zu 30 Minuten Branddauer unterhalb der Versagertemperaturen bleiben, die im Bereich von ca. 450 bis 650 °C liegen. Im Regelfall sind daher bei Anforderungen an die Feuerwiderstandsklasse Brandschutzbekleidungen vorzusehen.

Die modernen numerischen Verfahren bieten darüber hinaus die Möglichkeit, auch komplexere Temperaturfelder unter Brandbeanspruchung zu berechnen. 2D- oder 3D-Modelle können beispielsweise für Stahlverbundquerschnitte (**Abb. 4**) oder auch Anschlusssituationen angewendet werden.

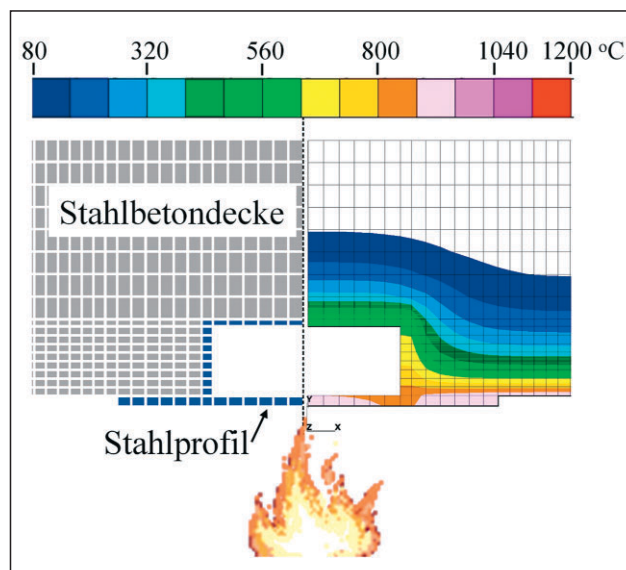


Abb. 4: FEM-Netz und Temperaturprofil nach 90 min ETK-Beflammung bei einem Stahlverbundquerschnitt

## 2.4 Mechanische Lasten im Brandfall

Für den Brandfall gelten die Kombinationsregeln für außergewöhnliche Einwirkungen gemäß Eurocode 1. Bei den mechanischen Einwirkungen wird im Vergleich zu den Bemessungslasten der normalen Statik dem außergewöhnlichen Charakter dieser Einwirkungskombination durch verminderte Sicherheitsbeiwerte und die Wahl der Kombinationsbeiwerte  $\psi_1$  (häufige Lastkombination) und  $\psi_2$  (ständige Lasten) Rechnung getragen. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen wird in der außergewöhnlichen Situation mit  $\gamma = 1,0$  angenommen.

## 2.5 Nachweis der Tragfähigkeit im Brandfall

Von tragenden Bauteilen wird gefordert, dass ihre Tragfähigkeit im Brandfall unter Gebrauchslasten für eine anforderungsgemäße Branddauer aufrechterhalten bleibt. Dieses Traglast-Kriterium wird in den Eurocode-Teilen 1-2 entsprechend der Feuerwiderstandsdauer unter Normbrandbedingungen durch die Klassen R 30, R 60, R 90 ... etc. ausgedrückt. Die Werkstoff-Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{m,fi}$  dürfen im Brandfall bei der Berechnung der Beanspruchbarkeiten einheitlich für die Werkstoffe Bau-, Betonstahl und Beton zu 1,0 angenommen werden.

In den Eurocodes stehen für den Nachweis des Feuerwiderstands tragender Bauteile folgende Nachweisebenen zur Verfügung:

- Ebene 1 Klassifizierung der Bauteile mit Hilfe von Tabellen
- Ebene 2 Nachweis mit vereinfachten Berechnungsverfahren.  
Diese Nachweisform der brandschutztechnischen Bemessung geht von geeigneten vereinfachten und vereinfachenden Annahmen – meist in Form einer temperaturbedingten Reduzierung der Querschnitte – aus. Bemessungswert ist meist eine Traglast des Bauteils, zugehörig zu der geforderten Feuerwiderstandsdauer.
- Ebene 3 Nachweis mit allgemeinen Berechnungsverfahren.  
Dieser Nachweis beinhaltet die vollständige thermische und mechanische Analyse in einem numerischen Simulationsmodell. Diese Nachweismethode darf nach den Eurocodes auf Bauteile, Tragwerksteile und Gesamtkonstruktionen angewendet werden.

Für den Stahlbau werden im Eurocode Nachweisverfahren auf der Ebene 2 und 3, für den Verbundbau auf den Ebenen 1 bis 3 angegeben. Als wert-

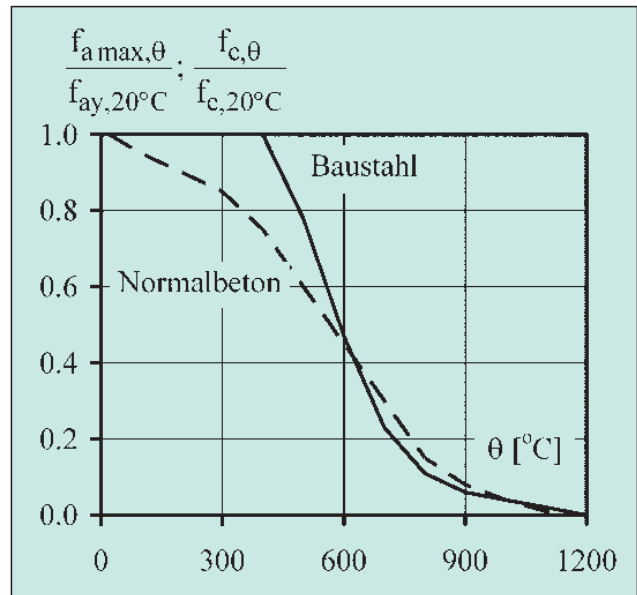


Abb. 5: Abhängigkeit der Festigkeiten von Baustahl und Normalbeton von der Bauteiltemperatur

volle Berechnungsgrundlage für Nachweise auf der Ebene 3 werden in den Eurocodes die Rechenwertannahmen für die temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Bau- und Bewehrungsstahl sowie Normal- und Leichtbeton festgelegt (Abb. 5). Damit wird eine wichtige Basis für die Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens einzelner Bauteile bis hin zu Gesamtkonstruktionen im Brandfall gegeben. Die Nachweise auf der Ebene 3 mit allgemeinen Berechnungsverfahren werden durch die Nationalen Anwendungsdokumente eingeschränkt.

Bei Stahlbauteilen kann der Nachweis auf Temperaturebene mit dem  $\Theta_{cr}$ -Verfahren geführt werden. Dabei wird nachgewiesen, dass die z.B. nach Abb. 3 errechneten Stahltemperaturen, die für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer (R-Klasse) ermittelt wurden, unterhalb der kritischen Stahltemperaturen bleiben.

Bei den Nachweisverfahren für Verbundbauteile im EC4-1-2 wurden die in der DIN 4102-4 enthaltenen Bemessungstabellen, abgestimmt auf das veränderte Sicherheitskonzept der Eurocodes, aus den deutschen Regelungen übernommen.

Die vereinfachten Berechnungsverfahren der Ebene 2 ermöglichen dem Tragwerksplaner besser als mit den Tabellenverfahren, den Feuerwiderstand der Verbundbauteile rechnerisch nachzuweisen. Der Verbundquerschnitt kann den Anforderungen somit besser angepasst werden. Bei den vereinfachten Rechenverfahren erfolgt eine Berechnung der Querschnittstragfähigkeit des zu bemessenden Bauteils für die Branddauer unter Einheits-Temperaturzeitkurve, die der angestrebten Feuerwiderstandsdauer entspricht. In

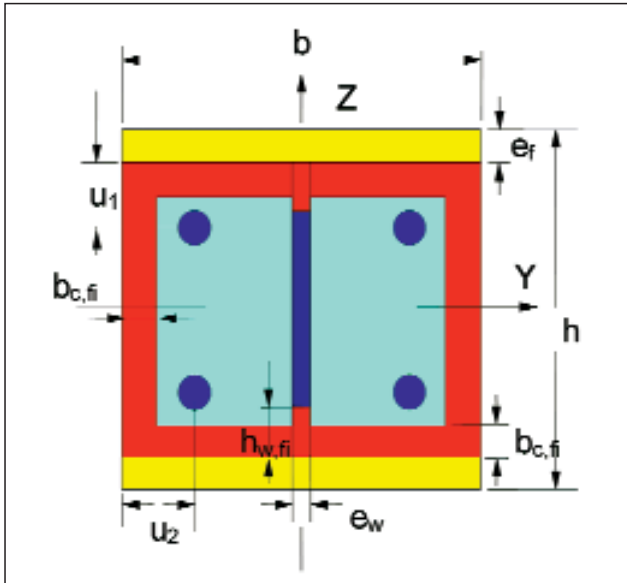


Abb. 6: Aufteilung eines brandreduzierten Verbundstützenquerschnitts mit Kammerbeton

diesem Zusammenhang wird von sogenannten „brandreduzierten“ Querschnitten gesprochen (Abb. 6). Die Vereinfachung gegenüber allgemeinen Rechenverfahren besteht darin, dass die Temperaturberechnung zur Bestimmung der Querschnittstemperaturen überbrückt wird, indem die Festigkeitsabminderung für festgelegte Querschnittsbereiche in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer und z. B. der Bauteilmassigkeit direkt vorgegeben ist.

Bei Biegebauteilen erfolgt der Tragfähigkeitsnachweis nach der Plastizitätstheorie. Bei Stützen muss beim Bauteilnachweis das Stabilitätsverhalten infolge der temperaturbedingten Steifigkeitsabnahme berücksichtigt werden. Der Schlankheitseinfluss wird durch spezielle, für den Brandbeanspruchungszustand gültige Knickspannungskurven berücksichtigt.

### 3 Naturbrandszenarien

In den 90er Jahren startete die Europäische Konvention für Stahlbau ein großes europäisches Forschungsprojekt „Natural Fire Safety Concept“ (NFSC) [9], das sich zum Ziel gesetzt hat, für die brandschutztechnische Bemessung Naturbrandszenarien zugrunde zu legen und diese in ein probabilistisches Sicherheitskonzept einzubetten. Dieses Konzept hat in jüngerer Zeit national in analoger Weise die Entwicklungen der neuen Musterbauordnung, der Musterindustriebau-Richtlinie [10] und der DAST-Richtlinie 019 [4] beseelt.

Parallel zu diesen Forschungsarbeiten wurden in Cardington (England) Großbrandversuche in einem achtgeschossigem Testgebäude mit einer Gesamthöhe von 33 m in Stahl- bzw. Verbundbauweise durchgeführt. Die Decken wurden als Verbunddecken gefertigt.

Aus dem Testprogramm soll hier lediglich auf den so genannten „Demonstration Test“ eingegangen werden. Dieser Test stellt einen Vollbrand im ersten Obergeschoss eines Büro- oder Verwaltungsgebäudes dar, bei dem ein Abschnitt von 136 m<sup>2</sup> mit einer hohen, realen Brandlast von 46 kg Holz/m<sup>2</sup> oder 850 MJ/m<sup>2</sup> in Brand gesetzt wurde. Die Fensterfläche betrug etwa 20 % der Grundfläche. Die Stahlstützen waren mit kastenförmiger Bekleidung versehen; Verbundträger und Verbunddecken waren ungeschützt.

Nach dem Brand blieb die Stütze erwartungsgemäß unversehrt. Träger und Decken wurden stark plastisch verformt, sie haben jedoch nicht versagt. Der Brandversuch hat eindrucksvoll belegt, dass der Versagenszustand sowohl von Trägern als auch von Stützen sich signifikant von dem Versagenszustand im Normbrandversuch unterscheidet. Bei dem Zusammenwirken in der räumlichen Struktur kommt



Abb. 7: Brandabschnitt nach dem Brand (Foto: British Steel)

dem Tragverhalten der Decken besondere Bedeutung zu. In der räumlichen Interaktion trat trotz Bauteiltemperaturen in den unbedeckten Stahlträgern von über 1000 °C kein Systemversagen (Abb. 7) auf.

Aus den umfangreichen Analysen der Cardington-Versuche lassen sich zwei wesentliche Schlussfolgerungen für mehrgeschossige Rahmentragwerke aus Stahl ziehen.

Erstens zum Brandverlauf (Abb. 2):

Die Gastemperaturen steigen nach der Schwelbrandphase rasch an und erreichen Temperaturen, die bei der vorliegenden hohen Brandlast von 850 MJ/m<sup>2</sup> durchaus höher als die ETK sein können. Nach etwa



30 min sinken die Gastemperaturen wieder ab, weil die Brandlast verbrannt ist. Im Vergleich zur ETK zeigt sich, dass die Gastemperaturen etwa 50 min nach Beginn der Vollbrandphase unter das Niveau der ETK sinken.

Zweitens zum Tragverhalten:

Obwohl die Stahltemperaturen zeitweise höher als 1000 °C lagen, haben die ungeschützten Verbundträger nicht versagt. Offenbar wirken im räumlichen Tragsystem zusammen mit den Verbunddecken Mechanismen, die die Tragfähigkeit im Brandfall gegenüber den Versuchsbedingungen im Normbrandversuch deutlich erhöhen. In England wurde aus dieser Erkenntnis ein Bemessungsverfahren für Verbunddecken entwickelt, das im Brandfall einen Membran-Tragzustand der Decken zugrunde legt. Als Folge dieses Tragmodells können Nebenträger ungeschützt ausgeführt werden [9].

Zusammenfassend ist festzustellen, dass Versuche dieser Art belegen, dass sowohl der Brandverlauf als auch das Tragverhalten der Struktur sich im realen Gebäude von den Verhältnissen im Normbrand deutlich unterscheiden. Hier liegt ein wesentliches Potenzial für Weiterentwicklung im baulichen Brandschutz.

## 4 Ausblick

Wegen der Wettbewerbssituation muss der Stahlbau das Ziel verfolgen, die erforderlichen Brandschutzmaßnahmen durch maßgerechte Anforderungen und Ausnutzung aller Tragreserven im Brandfall zu reduzieren.

Die vom Stahlbau initiierte Forschung und Entwicklung der letzten 20 Jahre hat mit der Anwendung brandschutztechnischer Ingenieurmethoden vorzeigbare Erfolge erreicht. Neben der Entwicklung des Verbundbaus ist die Anpassung der Anforderungen für offene Parkhäuser (GarVO) und für den Industriebau (IndBauR) richtungweisend. Das jüngste Forschungsergebnis ist das „Naturbrandkonzept“ (Natural Fire Safety Concept), das auf europäischer Ebene erarbeitet wurde, und die DASt-Richtlinie 019 für die Brandsicherheit von Stahl- und Stahlverbundbauteilen in Büro- und Verwaltungsgebäuden.

Moderne Berechnungsverfahren verdrängen die traditionell mehr empirischen Methoden im baulichen Brandschutz. Sie führen zu vereinheitlichten und stets nachvollziehbaren Bemessungsergebnissen.

## Literatur

- [1] Schaumann, P.; Kettner, F.: Anwendung der „heißen Eurocodes“ – Untersuchungen zum World Trade Center, DiB-Special Stahlbau, Juli/August 2003, Deutsches Ingenieurblatt, S. S2-S5
  - [2] DIN 4102 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Ausgabe 03.94
  - [3] DIN 18230-1, Baulicher Brandschutz im Industriebau – Teil 1: Rechnerisch erforderliche Feuerwiderstandsdauer, Beuth Verlag, Berlin, 05.1998
  - [4] DASt-Richtlinie 019 – Brandsicherheit von Stahl- und Verbundbauteilen in Büro- und Verwaltungsgebäuden (11'2001), Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Düsseldorf ([www.bauen-mit-stahl.de/brandschutz.htm](http://www.bauen-mit-stahl.de/brandschutz.htm))
  - [5] DIN V ENV 1991-2-2 Eurocode 1 – Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke – Einwirkungen im Brandfall, 1997, Beuth Verlag, Berlin
  - [6] DIN V ENV 1993-1-2 Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, 1997, Beuth Verlag, Berlin
  - [7] DIN V ENV 1994-1-2 Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, 1997, Beuth Verlag, Berlin
  - [8] Schaumann, P.: Nationale brandschutztechnische Bemessung, Stahlbaukalender 2001, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001, Seite 369 – 402
  - [9] Schleich, J.B.; Cajot, L.: Brandsicherheitskonzept unter Berücksichtigung von Naturbrand, EGKS-Projekt 7215-PA/PB/PC-057, ARBED-Recherches, Esch/Alzette, Luxemburg, 2001
  - [10] Muster-Richtlinie über den baulichen Brandschutz im Industriebau (Muster-Industriebaurichtlinie – MIndBauRL), Konferenz der für das Städtebau-, Bau- und Wohnungswesen zuständigen Minister und Senatoren der Länder (AR-GEBAU), (03.2000)
  - [11] Newman, G.M.; Robinson, J.T.; Bailey, C.G.: Fire Safe Design: A New Approach to Multi-Storey Steel-Framed Buildings, Steel Construction Institute P 288, Silwood Park, 2000
- Weitere Literatur zum baulichen Brandschutz von Stahl- und Verbundbauteilen mit Erläuterungen und zahlreichen Berechnungsbeispielen zu den Eurocodes siehe Homepage [www.stahlbau.uni-hannover.de](http://www.stahlbau.uni-hannover.de)



# Neue Technologien für Belastungsversuche an Brücken

## Für Brückensanierungen können Belastungsversuche in situ den rechnerischen Nachweis ergänzen

**Baulastträger von Brücken haben grundsätzlich einen Zielkonflikt. Einerseits: meist unzureichende Finanzmittel für Unterhalt, Ertüchtigung, Neubau, andererseits: die Wahrung der Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und der verkehrlichen Anforderungen; hinzu kommen das Erfordernis des ökonomischen Mitteleinsatzes und die Rücksicht auf denkmalpflegerische Belange. Bei der vorrangigen Klärung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit vorhandener Brücken zwecks Fortnutzung kann – wie der folgende Beitrag zeigt – unter Einsatz neuester Technologie in geeigneten Fällen der obligatorische rechnerische Nachweis vorteilhaft durch Belastungsversuche in situ ergänzt werden.**

### Prof. Dr.-Ing. Klaus Steffens



*Studium des Bauingenieurwesens an der TH Hannover. 1975 Berufung an die Hochschule Bremen. 1979 Gründung des Instituts für Experimentelle Statik; seit 1991 Leiter mehrerer Verbund-Forschungsprojekte. Geschäftsführer der Ingenieurgesellschaft PSI, Bremen*

### Dr.-Ing. Marc Gutermann



*Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Hannover. 1998 bis 2002 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Experimentelle Statik der Hochschule Bremen. 2003 Promotion an der TU Dresden. Geschäftsführer der Ingenieurgesellschaft PSI, Bremen*

## 1 Einführung

Im Ausstellungsprospekt „Straßenbrücken“ des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (2002, Berlin) und der Bundesingenieurkammer wurde der Brückenbestand in Deutschland mit ca. 120.000 Stück und einem Anlagewert von ca. 80 Mrd. € benannt. Die Deutsche Bahn AG beziffert ihren Brückenbestand mit 39.000 Stück [1].

Bei einer projektierten Nutzungsdauer von ca. 80 Jahren lassen sich die Investitionskosten für den Ersatzneubau nachhaltig nur mindern, wenn es gelingt, die Nutzungsdauer dieser Bauwerke trotz weiter ansteigender Verkehrslasten deutlich zu verlängern. Dies setzt häufig einen objektivierten, d.h. experimentellen Nachweis ausreichender Tragsicherheit vor allem bei vorgeschädigten oder anderweitig auffällig gewordenen Tragwerken zwingend voraus.

Wesentliche Grundlagen für die Durchführung versuchsgestützter Bewertungen des aktuellen Tragverhaltens von Brücken wurden durch die Kooperationsprojekte der Forschungsgruppe EXTRA (Hochschule Bremen – federführend, Technische Universität Dresden, Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig, Bauhaus-Universität Weimar; Projektträger DLR; gefördert vom BMBF) in den zurückliegenden Jahren mit der Fortentwicklung und Praxiserprobung der Methode der experimentellen Tragsicherheitsbewertung (EXTRA) an über 300 Brücken, Hoch- und Ingenieurbauten sowie Abwasserkanälen geschaffen [2].

## 2 Sicherheitskonzept

Die Methodik experimenteller Tragsicherheitsnachweise basiert auf den in [3] dargelegten Grundlagen und lässt sich gemäß **Abb. 1** beschreiben [4 und 5]:

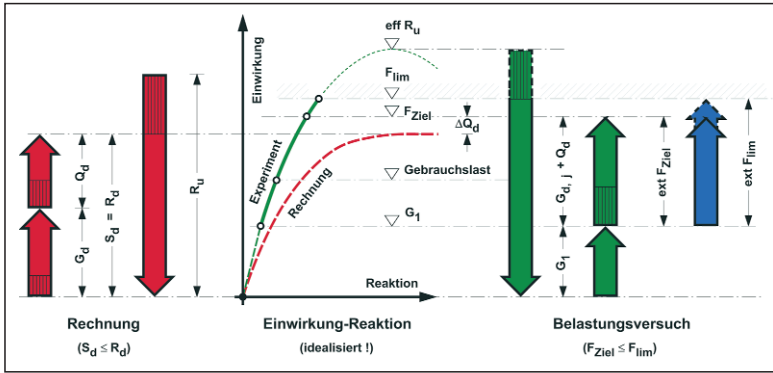


Abb. 1: Idealisierte Darstellung des Sicherheitskonzepts bei Belastungsversuchen an Bauwerken

- $G_d$  Bemessungswert der ständigen Einwirkungen
- $Q_d$  Bemessungswert der veränderlichen Einwirkungen
- $S_d$  Bemessungswert der Einwirkungen
- $R_d$  Bemessungswert des Widerstandes
- $R_u$  Tragwerkswiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit
- $\gamma$  enthaltener Sicherheitsanteil
- $eff R_u$  effektiver Tragwerkswiderstand
- $F_{lim}$  Versuchsgrenzlast
- $F_{Ziel}$  Versuchsziellast
- $G_1$  ständige Einwirkung im Versuch
- $G_{d,j}$  Bemessungswert zusätzlicher ständiger Einwirkungen nach dem Versuch
- $\Delta Q_d$  nutzbarer Zuwachs von  $Q$
- $ext F_{Ziel}$  externer Teil der Versuchsziellast bzw.
- $ext F_{lim}$  Versuchsgrenzlast

Wird ein vorhandenes Bauteil mit einem (unbekannten) effektiven Tragwerkswiderstand  $eff R_u$  nach vorausgehender Analyse, Vorberechnung und Versuchsplanung durch eine steigende Einwirkung belastet, so zeigt es vielfältige Reaktionen, die (fast) alle messbar sind. Bei Erreichen der (bis dahin unbekannt!) Versuchsgrenzlast  $F_{lim}$  beginnt die Schädigung des Bauteils, so dass diese Schranke allgemein nicht überschritten werden darf, um das Bauwerk weiter nutzen zu können (Kapitel 4).

Der observierte Widerstand  $F_{lim}$  basiert regelmäßig auf einem Kurzzeit-Belastungsversuch. Er muss unter Berücksichtigung aller im folgenden Nutzungszeitraum möglichen Widerstandsminderungen noch reduziert werden. Der verbleibende, nutzbare Zuwachs des Bemessungswerts der veränderlichen Einwirkung  $\Delta Q_d$  ist stark abhängig von den rechnerisch nicht erfassten Systemreserven, der Ausführungsqualität und dem baulichen Zustand (Schä-

digungsgrad) des untersuchten Bauteils. Er kann ungünstig auch negativ sein!

Der extern einzutragende Lastanteil  $ext F_{Ziel}$  bzw.  $ext F_{lim}$  kann im Brückenbau zweckmäßig durch die mobilen Belastungsfahrzeuge BELFA oder BELFA-DB erzeugt werden. Die Voraussetzungen und Bedingungen für die Methodik EXTRA werden ausführlich in [4] beschrieben. Das Verfahren ist legalisiert [5].

## 3 Methodik der Belastungsversuche in situ

Das Verfahren der experimentellen Tragsicherheitsbewertung von Brücken reduziert sich regelmäßig auf eine zweidimensionale Parameteranalyse:

*unabhängige Variable* = Versuchslast (actio)

*abhängige Variable* = Messgrößen (reactio)

Wegen des Zwanges, die (zunächst unbekannt) Versuchsgrenzlast in Abhängigkeit der vielfältigen Bauwerksreaktionen bei steigender Versuchslast sicher erkennen zu können, ist eine stufenlos regelbare Belastungstechnik und eine Online-Messtechnik unerlässlich (Abb. 2).

Diese Versuchsanordnung erfüllt die wesentlichen Voraussetzungen für schädigungsfreie Belastungsversuche:

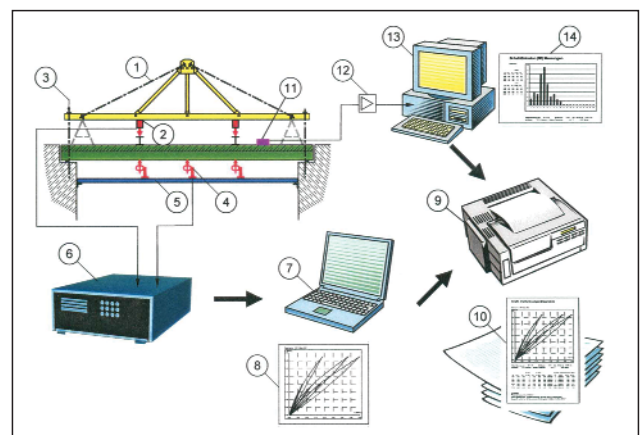


Abb. 2: Prinzip eines Versuchsaufbaus im Brückenbau: (1) Belastungsrahmen, (2) Hydraulik, (3) Rückverankerung, (4) Reaktionsaufnehmer, (5) Messbasis, (6) Messstellenumschalter, (7) Rechner, (8) Online-Kraft-Reaktionskurven, (9) Drucker, (10) Messprotokoll, (11) Schallaufnehmer, (12) Vorverstärker, (13) Schallemissions-Messgerät, (14) Schallemissions-Messprotokoll

- Regelbare Versuchslasten,
- Selbstsicherung durch Kräftekreislauf unter Vermeidung absturzgefährdeter Testmassen,
- Online-Darstellung der Messergebnisse in graphischer Form zur Erkennung der Versuchsgrenzlast.

## 4 Bestimmung der Versuchslasten

Die Versuchsziellast  $\text{ext } F_{\text{Ziel}}$  wird unter Berücksichtigung der Lastbilder der jeweilig gültigen Normung (z.B. DIN 1072, DIN Fachbericht 101, EC 1) ermittelt. Die dort angegebenen Rad- und Flächenlasten ergeben für die jeweiligen Nachweise (z.B. Biegemoment, Querkraft) Beanspruchungszustände, die im Versuch durch Ersatzlasten (Reduzierende) nachgebildet werden müssen. Dabei soll sowohl im maßgebenden Schnitt die maximale Beanspruchung als auch eine möglichst gute Übereinstimmung des Beanspruchungsverlaufs erreicht werden. Das Versuchsprogramm muss vom Ingenieur jeweils der Aufgabe angepasst und notfalls auf mehrere Laststellungen aufgeteilt werden.

Die Richtlinie [5] gibt für die Berechnung der Versuchsziellast folgende Formel an:

$$\text{ext } F_{\text{Ziel}} = \sum_{j>1} \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{q,i} \cdot \Psi_{o,i} \cdot Q_{k,i}$$

wobei  $0,35 G_{k,1} \leq \text{ext } F_{\text{Ziel}} \leq \text{ext } F_{\text{lim}}$

mit

$G_{k,1}$  charakteristischer Wert der beim Belastungsversuch vorhandenen ständigen Einwirkungen

$G_{k,j}$  charakteristischer Wert der nach dem Belastungsversuch zusätzlichen ständigen Einwirkungen  $j$

$Q_{k,1}, Q_{k,i}$  charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung bzw. der veränderlichen Einwirkungen  $i$

$\gamma_{g,j}$  Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen  $G$

$\gamma_{Q,1}, \gamma_{Q,i}$  Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen  $Q$

$\Psi_{o,i}$  Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen  $Q$

Für die Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte gelten die Angaben nach DIN 1055-100. Es

wird auf das DAfStb-Heft 467 „Verstärken von Betonbauteilen“ verwiesen.

Bei Belastungsversuchen gehen die ständigen Einwirkungen in ihrer vorhandenen Größe ein und werden bei der Ermittlung des extern eingetragenen Lastanteils der Versuchsziellast  $\text{ext } F_{\text{Ziel}}$  nicht berücksichtigt:  $\gamma_{g,1} = 1,0$  [5]. Bei möglichen Systemveränderungen oder Erhöhung der Eigenlasten während der Restnutzungsdauer kann es im Einzelfall erforderlich sein, den Sicherheitsbeiwert mit  $\gamma_{g,1} > 1,0$  zu wählen.

Für später aufgebrachte Eigenlasten, sonstige ständige Lasten und Verkehrslasten gelten die normalen Lastansätze und Teilsicherheitsfaktoren. Weitergehende Abminderungen der Teilsicherheitsbeiwerte sind nach der Richtlinie im begründeten Einzelfall möglich.

Auch die Teilsicherheitsbeiwerte der Werkstoffseite ( $\gamma_m$ ) können im Vergleich zur Normung für Neubauten nach dem DAfStb-Heft 467 reduziert werden. Wenn aussagekräftige Untersuchungen der Materialeigenschaften vorliegen, kann der Teilsicherheitsbeiwert für Beton auf  $\gamma_c = 1,4$  und für Stahl auf  $\gamma_s = 1,1$  festgesetzt werden.

Die Wirkung mittragender Bauteile (z.B. Schutzbeton, Straßenbeläge) reduziert unter Umständen im tragenden Querschnitt die maßgebenden Beanspruchungszustände. Die Versuchsziellast  $\text{ext } F_{\text{Ziel}}$  muss also zur Kompensation um eine Überlast gesteigert werden. Zur Quantifizierung der Überlast sollte der Einfluss der nichtkonstruktiven Bauteile bekannt sein oder hinreichend genau abgeschätzt werden. Dazu muss der Versuchsingenieur bei der Versuchsplanung festlegen, welche Auswirkung als wesentliche Referenzgröße bei der jeweiligen Aufgabenstellung in Betracht kommt (Versagensart, maßgebender Schnitt/Ort). Referenzgrößen können z.B. sein:

- Durchbiegungen, Neigungen, Krümmungen,
- Dehnungen, Spannungen, Schnittgrößen.

Anhand eines einfachen Scheibenmodells können häufig die Auswirkungen auf die Tragkonstruktion mit/ohne Aufbauschichten analysiert und die Größe der Überlast ermittelt werden [6].

## 5 Belastungstechnik

### 5.1 Straßenbrücken

Bei früheren Probelastungen an Brücken war es notwendig, Stahlrahmen über dem zu untersuchen-



den Bauwerk zu errichten, welche an den Brückenaufslagern verankert wurden und zur Aufnahme der Reaktionskräfte dienten. Die Lasterzeugung erfolgte durch Hydraulikzylinder, die zwischen Fahrbahn und Belastungsrahmen angeordnet waren (**Abb. 2**). Diese Belastungsmethode erforderte mehrtägige Montagearbeiten, den Transport von mehreren Tonnen Stahl zum Untersuchungsort und entsprechende Verkehrseinschränkungen. Die mit geringerem technischen Aufwand durchführbaren Probelastungen durch Gravitationslasten, beispielsweise mit Schwerlastfahrzeugen, gestatten dagegen aus Sicherheitsgründen nur die Eintragung vergleichsweise geringer Lasten auf Gebrauchslastniveau, was im Regelfalle für eine Tragsicherheitsbewertung nicht ausreicht.

Das Belastungsfahrzeug wurde im kooperativen Forschungsprojekt „Entwicklung, Bau und Erprobung eines Belastungsfahrzeuges (BELFA)“ entwickelt, gefördert durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) in Bonn [7], und von Juli 2000 bis März 2001 gebaut. Die Entwicklung ist patentiert.

Das Konzept beruht auf dem Prinzip, ein schweres, steifes und mobiles Tragwerk so über der Brücke zu errichten, dass mit hydraulischen Pressen die Versuchsziellasten geregelt aufgebracht werden können, ohne einen für das Bauwerk kritischen Zustand zu erzeugen.

Das Fahrzeug gliedert sich in folgende Funktionsbereiche (**Abb. 3**):

- Funktionseinheiten für den Transport wie Zugmaschine und lenkbares Fahrgestell,
- konstruktive Elemente für den Lastabtrag der Versuchslasten (z.B. Hauptträger),
- Funktionseinheiten für den Betrieb (z.B. Stromaggregat, Bordkran, Licht, Belastungshydraulik,
- Fahrzeugcontrolling (Sicherheit für Mensch und Maschine),
- Zubehör (z.B. Stahl- und Wasserballast).

Das Fahrzeug verfügt über eine autarke Stromversorgung, kann aber auch über eine externe Einspeisung betrieben werden. Ein schallgedämmtes

Stromaggregat versorgt alle Funktionseinheiten mit Elektrizität. Der Bordkran mit einer Leistung von 16 mt arbeitet ebenfalls autark und ist mit einer Fernbedienung ausgestattet. Insgesamt zehn Strahler, die an den beiden hydraulisch ausklappbaren Geländern an den Trägeroberseiten angebracht sind, erzeugen das für Nachteinsätze nötige Licht.

Am hinteren Ende des Fahrzeuges befindet sich der Messstand mit Steuereinheit zur Bedienung und Kontrolle der Belastungshydraulik, die durch ein Hydraulikaggregat unter dem Messstand gespeist wird. Dort werden auch alle am Testobjekt angebrachten Messgeräte durch eine Messanlage verstärkt und mit einem PC ausgewertet.

Sowohl die Einrichtzustände wie auch die Belastungsvorgänge werden durch die Fahrzeugssteuerung (SPS) sowie durch ein Modul der Belastungssteuerung kontrolliert. Bei einer Fehlbedienung oder einem sonstigen kritischen Zustand ertönt ein Warnsignal, bzw. werden alle Aggregate automatisch abgeschaltet. Hierzu wird das Fahrzeugverhalten durch zwei Neigungssensoren und Kraftmessbolzen der Abstützungen überwacht.

Zum Belastungsfahrzeug gehört Zubehör, das bei Bedarf mitgeführt werden kann. So stehen sechs Stahlgewichte à 1,8 t zum Ballastieren und Trimmen des Fahrzeuges zur Verfügung. Zusätzlich besteht die Möglichkeit, das Fahrzeug mit Wasserfallsilos in unterschiedlichen Größen auf insgesamt 100 t zu beschweren. Für kleinere Brücken ( $\leq$  BK 16) können die Belastungstraversen verlängert werden. So können nicht nur mit einem Fahrzeug Lastbilder in zwei Fahrspuren erzeugt werden, sondern auch im Bedarfsfall Versuchslasten über Zugstangen an Tragwerken oberhalb des Fahrzeuges eingeleitet werden (z.B. Dachbinder).

Das Belastungsfahrzeug ist als Sonderfahrzeug nach StZVO §70 zugelassen. Während seiner Erprobungsphase konnte keine einheitliche Fahrgenehmigung der Bundesländer erreicht werden. Jedes Bundesland setzt für die Fahrgenehmigung nach § 29 StVO eigene Maßstäbe fest, die unterschiedlich einschränkend sind.

Das Belastungsfahrzeug fährt mit eigenem Antrieb direkt zu seinem Einsatzort (**Abb. 4, A**). Bevor die Sattelzugmaschine das zu testende Bauwerk überfährt, bremsen die hinteren Achsen, und die Sattelzugmaschine zieht das vordere Fahrgestell aus (**Abb. 4, B**). Zusätzlich kann der Sattelruck und somit die Achslasten der Zugmaschine verringert werden, indem die letzten drei Achsen des Anhängers entlüftet wer-



Abb. 3: Funktionselemente des Belastungsfahrzeuges

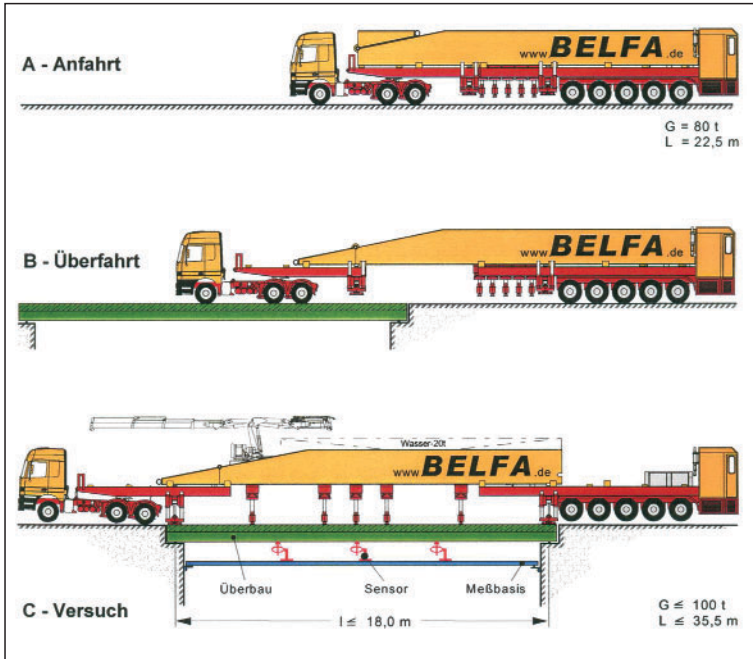


Abb. 4 Phasen eines Belastungsversuchs

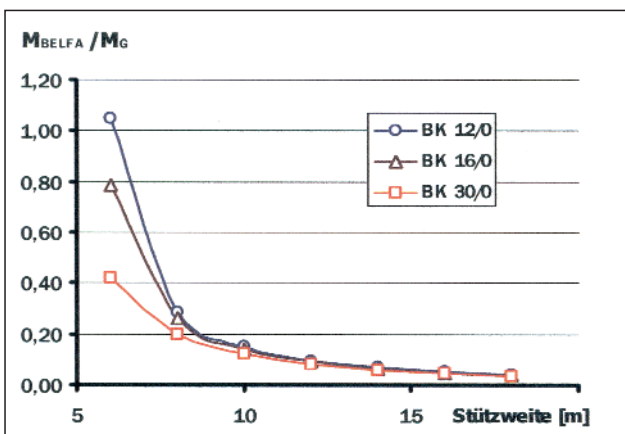


Abb. 5: Abschätzung der Biegemomente bei Überfahrt der Sattelzugmaschine (Verhältnis max. Biegemoment aus Überfahrt BELFA  $\{M_{BELFA}\}$  zu max. Biegemoment aus Gebrauchslast  $\{MG\}$ ).

den. Damit ist eine schädigungsfreie und für die Sicherheit des Bauwerks unbedenkliche Überfahrt der Zugmaschine gewährleistet (Abb. 5).

Bevor die Räder des hinteren Fahrgestells auf das Bauwerk fahren, bremsen sie erneut, und der Hauptträger wird weiter ausgezogen. Hat die Zugmaschine die Untersuchungsstelle überquert, werden alle Achsen entlüftet und sowohl die Zugmaschine als auch alle Achsen an den Hauptträger angekoppelt. Hydraulische Stützen heben das Fahrzeug an und machen damit die gesamte Masse für einen Belastungsversuch nutzbar (Abb. 4, C).

Jetzt kann der Bordkran, der auf dem Hauptträger transportiert und in Längsrich-

tung verfahrbar ist, mitgeführten und zusätzlichen Ballast aufladen und das Fahrzeug trimmen. Die Belastungsstempel werden an ihre Testposition verfahren und führen die Belastungszyklen durch, die in der Vorplanung festgelegt und durch umfangreiche Steuerungstechnik im rückwärtigen Messstand kontrolliert werden. Die Bauwerksreaktionen werden von lastunabhängigen Sensoren elektronisch aufgenommen und online überwacht. Zur Abfahrt wird das Fahrzeug wieder zusammengesoben und ist sofort für einen neuen Einsatz bereit.

## 5.2 Eisenbahnbrücken

Belastungsversuche an Eisenbahnbrücken durch Überfahrten mit Schienenfahrzeugen (Lokomotiven, ballastierten Güterwagen) haben eine lange Tradition. Sie sind gekennzeichnet durch die Begrenzung der externen, nicht regelbaren Versuchslast auf das Niveau  $\leq$  Gebrauchslast. Diese Beschränkung bewirkt die Notwendigkeit einer (linearen) Extrapolation zum Nachweis der Tragsicherheit und liefert nur eingeschränkt gültige Ergebnisse für Massivbrücken.

In Fortentwicklung der Belastungstechnologie BELFA für Straßenbrücken ist auf der Basis eines existierenden, ballastierten Tiefladewagens der DB ein schienengängiges Fahrzeug an Pilotobjekten erprobt worden, welches Perspektiven für ein erfolgreiche Fortentwicklung aufgezeigt hat [1] [8]:

- Große verfahrbare Masse zur stufenlosen Erzeugung der externen Versuchslast,
- Verteilung dieser Masse auf 12 Achsen zwecks Einhaltung der zulässigen Achslasten für den Regelbetrieb,
- Ausnutzung der mobilen Fahrzeugmasse zur Erzeugung regelbarer, hydraulikgesteuerter Versuchslasten in absturzesicherter Konfiguration,
- sehr kurze Rüstzeiten,
- Überbaustützweite bis 16 (20) m (Abb. 6).

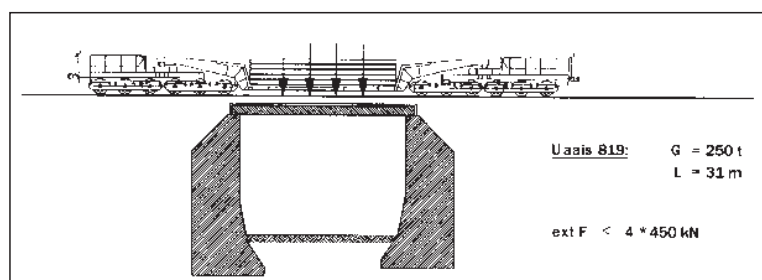


Abb. 6: BELFA-DB in Versuchsstellung

## 6 Messtechnik und Auswertung

Für Belastungsversuche in situ an Betonbauwerken werden vorzugsweise eingesetzt:

- Kraftaufnehmer zur Messung der Versuchslasten und der Auflagerreaktionen,
- Wegaufnehmer zur Messung von Verformungen und Verschiebungen, indirekt auch zur Dehnungs- und Krümmungsmessung,
- Dehnungsmessstreifen (DMS) zur Dehnungsmessung und zum Aufnehmerbau,
- Neigungsaufnehmer,
- Schwingungsaufnehmer (Beschleunigungen),
- Temperatur- und Windgeschwindigkeitsmesser,
- Schallemissionsanalyse SEA zur Verfolgung der Rissentwicklung im Beton ,
- Laser-Entfernungsmesser für das Aufnehmen von Fahrzeugpositionen.

Alle Aufnehmer werden elektrisch betrieben und in die Online-Messkette gemäß **Abb. 2** integriert.

Im Ergebnis soll diese Online-Messtechnik durch grafische Darstellung der Einwirkung-Auswirkung-Beziehung in Echtzeit den Experimentator in die Lage versetzen, das statische Bauteilverhalten und seine allgemein unbekannte Versuchsgrenzlast unter Wahrung der Gebrauchstauglichkeit sicher abzuschätzen (**Abb. 7**).

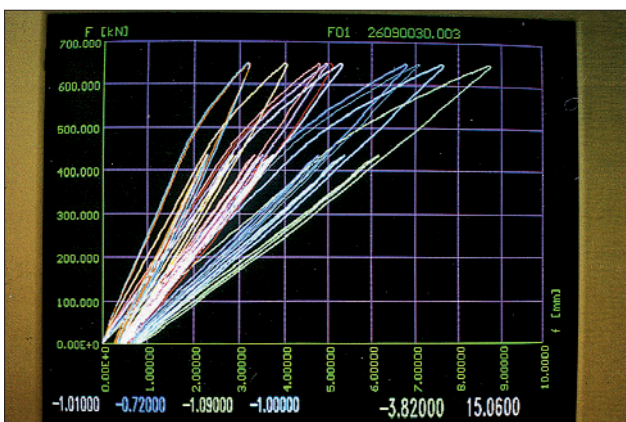


Abb. 7. Originales Online-Monitorbild

Bei der Auswertung der Messergebnisse, deren Kontrolle, Interpretation und statischen Aussagen/Schlussfolgerungen ist gleichermaßen eine besondere Sorgfalt angezeigt wie bei der Versuchsplanung:

- Sind alle laststeigernden Einflüsse dauerhaft, anderenfalls bei der Versuchsziellastermittlung berücksichtigt (Einspannungen, Fahrbahnbeläge und Kappen, Gewölbewirkung, etc.)?
- Führt die Versuchslasteinleitung zu Klemmwirkungen beim Schichtenverbund?
- Der Versuch ist regelmäßig ein statischer Kurzzeitversuch. Sind die Ergebnisse auf (teil-)dynamische Belastungen im Restnutzungszeitraum zu übertragen?
- Bei Stichproben: Ist die Stichprobe zuverlässig/repräsentativ?
- Bei Extrapolation: Ist das Tragverhalten linear?

Für die weitere Nutzung des Bauwerks sind ggf. Überwachungs- und/oder Instandsetzungsmaßnahmen festzulegen.

In einem Prüfbericht, der Bestandteil der bautechnischen Unterlagen ist, sind die Bewertung des Bauwerkszustandes, das Versuchsprogramm, das Protokoll, die Auswertung und Verfahrensempfehlungen zusammenzufassen.

## 7 Anwendungsbeispiele

### 7.1 Straßenbrücken

#### 7.1.1 Stahlbeton-Plattenbrücke über den Elde-Freilauf bei Neu Kaliß

Für die 1956 erbaute, 60° schiefe Stahlbeton-Plattenbrücke über den Elde-Freilauf bei Neu Kaliß in Mecklenburg lag eine Einstufungsberechnung vor, welche die Brückenklasse 30/0 nach DIN 1072 knapp verfehlt.

Um für die angestrebte Brückenklasse 30/30 bei gegebenem intaktem Tragwerk einschließlich aller realen Randbedingungen einen schlüssigen Tragsicherheitsnachweis führen zu können, war ein Belastungsversuch unter Einsatz des eine Woche zuvor in Dienst gestellten Belastungsfahrzeugs BELFA angezeigt. Die Zielstellung umfasste den Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweis für den Überbau, die Lager und Widerlager sowie deren Flachgründung für die Brückenklasse 30/30 oder mindestens 30/0.

Die Brückengeometrie ist in **Abb. 8** und **Abb. 9** dargestellt. Aus Symmetriegründen konnten die Versuche auf Nachweise des schwächeren Plattenrandes (stumpfe Ecke) und ein Widerlager begrenzt werden.



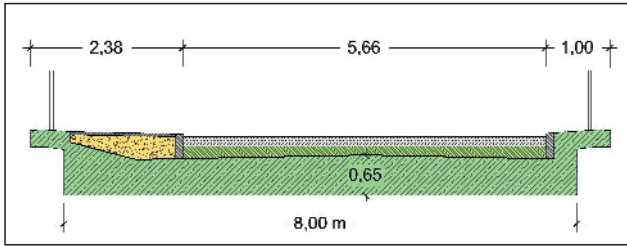


Abb. 8: Brückenquerschnitt Neu Kaliß

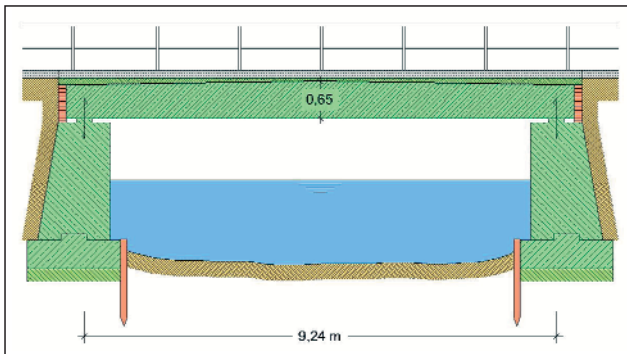


Abb. 9: Brückenlängsschnitt Neu Kaliß

Da derzeit nur *ein* BELFA für die stufenlos regelbare Belastung der Hauptspur zur Verfügung stand, musste die Nebenspurlast durch einen 48-t-Mobilkran als Totlast nachgebildet werden. Daraus ergab sich folgende Ablaufplanung:

**Phase I:** Bauwerkserkundung (Geometrie, Baustoffe, Bewehrung, Betondeckung, Karbonatisierung).

**Phase II:** Statische Nachrechnung als starr gelagerte schiefe Platte konstanter Dicke für Brückenklasse 30/0 und 30/30 (Bemessungswerte der Einwirkungen nach DIN 1072, maßgebende Schnittgrößen).

**Phase III:** Gleichsetzen der Bemessungsschnittgrößen nach DIN 1072 mit denen aus der kombinierten externen Versuchslast BELFA + Mobilkran unter Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Aufbauschichten (Abschätzung nach [6])  
 $\Rightarrow$  Versuchsziellast BELFA ext  $F_{Ziel} = 870 \text{ kN}$  + Totlast Mobilkran = 480 kN.

**Phase IV:** Rechnerischer Nachweis der Überfahrt der (geleichterten) Sattelzugmaschine mit anschließender messtechnisch verfolgter Überfahrt.

**Phase V:** Belastungsversuch mit dem neutral abgeprätzten und ballastierten BELFA mit Mobilkrangeichten.

**Phase VI:** Messtechnisch verfolgte Mobilkran-Auffahrt (Totlast).

**Phase VII:** Belastungsversuche mit der Mobilkran-Totlast und mit BELFA-geregelten Lasten gemäß [5].



Abb. 10: Belastungsfahrzeug BELFA in Versuchsposition (Neu Kaliß)

Durch geringes Längsverfahren des Mobilkrans und der drei eingesetzten Prüfraversen des BELFA konnten alle Lastfälle für den Überbau und die Widerlager/Gründung gefahren werden (Abb. 10).

Alle Bauwerksreaktionen unter Versuchsziellasten ( $\Sigma \text{ ext } F_{Ziel} = 1300 \text{ kN}$ ) waren elastisch. Der Überbau ist im Zustand I verblieben. Einerseits ist dieses Ergebnis aus Gründen der Dauerhaftigkeit zu begrüßen, andererseits müssen gesonderte Betrachtungen im Hinblick auf die Tragsicherheit im Zustand II angestellt werden. In einer umfangreichen Nachrechnung des Überbaus auf der Basis des messtechnisch identifizierten Systems

- reversible Setzung der stumpfen Plattenaufleger,
- „Gewölbewirkung“ durch horizontale Verschiebungsbehinderung in den Betongelenken (Erdwiderstand),
- Teileinspannung in den breiten Betongelenken (ca. 20%),
- Kragarme (kappenlos) wirken statisch mit,
- Dachprofil der Platte zieht Momente in die nicht ausgelastete Brückenmitte.

konnte sowohl eine Begründung für den Zustand I gegeben als auch eine ausreichende Tragsicherheit für den möglichen Zustand II nachgewiesen werden.

Diese günstigen Ergebnisse basieren auf der vollständigen Systemidentifikation einschließlich der Widerlagerreaktionen unter veränderlichen Einwirkungen („Großer Kräftekreislauf“ [4]).

Die Kosteneinsparung durch Substanzerhaltung und Fortnutzung gegenüber einer Überbauerneuerung wurde vom Baulastträger mit > 250.000 Euro angegeben. Die Sperrzeit der Brücke betrug zwei Tage, davon ein Tag halbseitig.

## 7.1.2 Widerlagertest in Oberhausen

Die Brücke in Oberhausen überquert im Zuge der B 231 Gleise der Deutschen Bahn AG mit einer Stützweite von 35,5 m im Winkel von 70°. Die Brücke wurde bereits 1911 errichtet, der Überbau jedoch 1976 durch vorgespannte Doppelverbundträger System „Preflex“ ersetzt. Der Brückenüberbau ist in Brückenklasse 60/30 eingestuft.

Untersuchungen an benachbarten Bahnbrücken, die auf der gleichen gemauerten Widerlagerwand gelagert waren, bezweifelten die Trag- und Standsicherheit der Widerlagerwand. Eine Nachrechnung der Widerlagerwand für die Straßenbrücke bestätigte diesen Verdacht. Unklar waren vor allem der Lastweg sowie die Materialeigenschaften der Stampfbeton-Widerlagerwand mit Verblendmauerwerk, die auch durch Kernbohrungen nicht geklärt werden konnten.

Die B231 ist in Oberhausen die wichtigste Ost-West-Verbindung für den Straßenverkehr. Ein Austausch der Widerlager hätte aufwendige und kostenintensive Baumaßnahmen bedeutet, die den Verkehrsfluss in Oberhausen empfindlich gestört hätten. Um dies zu vermeiden und um für die angestrebte Brückenklasse 60/30 bei gegebenem intaktem Überbau einschließlich aller realen Randbedingungen einen schlüssigen Trag- und Standsicherheitsnachweis für die Widerlager führen zu können, bot sich ein Belastungsversuch unter Einsatz des Belastungsfahrzeugs BELFA an.

Es waren dabei zwei unterschiedliche Lastfälle zu untersuchen: Zum einen sollte mit den Belastungsversuchen die maßgebende Belastung für die Kombination maximale horizontale Belastung und minimale Auflagerlast simuliert werden (Lastfall „Kippen“; max H, min V, max Lastexzentrizität). Zum anderen war für die Kombination maximale Auflagerlast und maximale Horizontallast (Lastfall max H, max V, max Randspannung) der experimentelle Nachweis zu erbringen.

Für die Erzeugung der Vertikallasten wurde das Belastungsfahrzeug eingesetzt. Es musste so positioniert werden, dass es die maximalen Auflagerkräfte für einen ausreichend großen Widerlagerbereich und zusätzlich den Erddruck aus Verkehrslasten vor dem Widerlager erzeugen konnte. Der Versuchsaufbau verlangte, dass das Fahrzeug in ausreichend großem Abstand vom Widerlager und auf dem Brückenbauwerk abgestützt werden kann. Die exakte Position des BELFA wurde anhand von Vorberechnungen ermittelt, da im Aufbauzustand keine für den



Abb. 11: Versuchsaufbau: Oben BELFA und LKW; Unten: Messbasis (gelb)

Überbau kritischen Beanspruchungszustände erzeugt werden durften (**Abb. 11**).

Da sich der maßgebende Lastfall jeweils bei Berücksichtigung der Horizontallasten (Bremslasten) ergab, musste diese Beanspruchung durch eine äquivalente Last erzeugt werden. Hierfür wurde eine ebenso einfache wie wirksame Belastungsanordnung gefunden. Die Bremslasten mussten realistisch auf der Straßenoberfläche erzeugt und eingeleitet werden. Dafür wurden auf dem Brückenbauwerk sowie auf der anschließenden Straße beladene, gebremste LKW positioniert, die durch Gegeneinanderziehen mit hydraulischen Pressen die regelbare Horizontallast auf dem Brückenbauwerk erzeugten. Das Eigengewicht der jeweils 32 Tonnen schweren LKW erhöhte zusätzlich die Auflagerlast (**Abb. 12**).

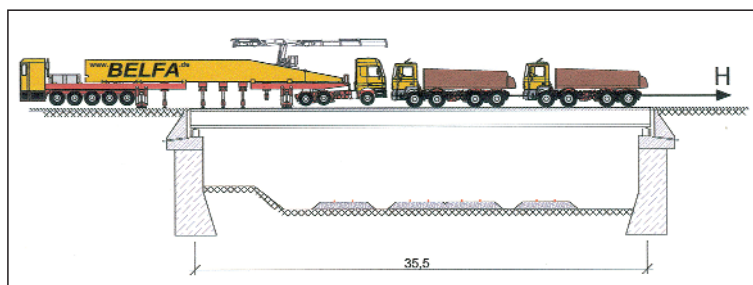


Abb. 12.: Belastungsprinzip: BELFA zur Vertikal- und LKW zur Horizontalbelastung

Die Versuchsziellasten ext  $F_{Ziel}$  für die Auflagerlasten und die Bremslasten wurden auf der Grundlage der Schnittgrößen ermittelt, die sich aus dem maßgebenden DIN-Lastbild und Teilsicherheitsbeiwerten ergaben (**Abb. 13**).

Für die Versuchsdurchführung wurde das Widerlager West gewählt, da dort die horizontalen Festlager in Fahrtrichtung angeordnet sind. Die beweglichen Auflager des Widerlagers Ost waren durch Elastomerlager realisiert, so dass dort eine anteilige





Abb. 13: Horizontallasterzeugung mittels hydraulischer Pressen

Übertragung von Horizontallasten durch Rückstellkräfte zu erwarten war.

Alle Last-Verschiebungskurven zeigten nahezu elastische Verläufe mit geringen bleibenden Verformungen und reversiblen Verlauf. Eine kritische Versuchsgrenzlast unter den extremen Versuchsziellast-Kombinationen konnte nicht festgestellt werden.

Die zu den Rechenergebnissen vergleichsweise geringen Verformungen unter Versuchsziellast haben offensichtlich folgende Ursachen:

- Der Baugrund ist konsolidiert und weist eine wesentlich höhere Steifigkeit und zulässige Kantendruckung auf als angenommen.
- Das Mauerwerk verbleibt trotz mangelnder Ausführungsqualität im ungerissenen Zustand I – selbst bei extremen und seltenen Lastkombinationen.
- Der Erddruck auf die Widerlagerwand ist geringer als angenommen.
- Die Rückstellkräfte auf der verschieblichen Lagerseite wirken entlastend mit.

### 7.1.3 Stahlträgerrostbrücke Berlin Neu-Kölln

Die ca. 1920 im Zuge der Grenzallee errichtete Betriebsgleisbrücke war gemäß Brückenbuch in die

Brückenklasse 16/16 nach DIN 1072 (12.85) eingestuft. Sie war durch Verkehrsflächeneinschränkung (1 Fahrstreifen + 1 PKW-Parkstreifen je Brückenhälfte) in ihrer Funktion reduziert, soll in ca. fünf Jahren im Rahmen eines Autobahnanschlusses durch einen Neubau ersetzt und zwischenzeitlich vierspurig befahren werden.

Die Verkehrslasten sind statisch bestimmt auf die Stahlbetongewölbe (Querrichtung) und die genieteten Stahlhohlkasten-Hauptträger verteilt worden. Eine Lastverteilung in Brückenquerrichtung durch die Querträger und Gewölbe + Zugbänder ist wegen unklarer System- und Randbedingungen nicht erfolgt (Abb. 14).



Abb. 14: Brückenuntersicht; Gewölbe zwischen Hauptträgern mit Zugbändern

Wegen der weitgehend doppelten Brückensymmetrie wurden die Versuche auf den Bereich einer Bauwerkshälfte beschränkt. Daraus resultierten folgende Vorteile:

- Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs auf der anderen Brückenhälfte während der Belastungsversuche,
- keine bedeutende Einschränkung des Eisenbahnbetriebs,
- Konzentration der Messtechnik auf zwei Hauptträger und das hauptbeanspruchte Gewölbe im gleisfreien Bereich).



Die Versuche dienten gleichermaßen dem Nachweis der Tragsicherheit/Gebrauchstauglichkeit des Überbaus wie dem Gewinnen von Querverteilungsdaten zwecks Nachrechnens für optimierte Verkehrsflächenanordnung (hybride Statik). Die experimentellen Nachweise erfolgten in ungünstigsten Laststellungen für Biegung und Querkraft.

Die Versuchslast wurde durch das Belastungsfahrzeug BELFA regelbar in der Hauptspur und durch einen fünfsachsigen Mobilkran (60 t Masse) nichtregelbar in der Nebenspur aufgebracht. Die Belastungsversuche zur Systemidentifikation und zur Einstufung in eine Lastenklasse wurden in folgendem Versuchsprogramm ermittelt:

- Gewölbetests (schwere Einzelachse, zwei Achsen SLW 30, zwei Räder SLW 30 im Viertelspunkt – Durchschlagen des Gewölbes),
- Querträgertests,
- vor der Auffahrt des Mobilkrans in die Nebenspur wurden durch BELFA Belastungsversuche durchgeführt, die das Belastungsniveau des Krans ( $G = 60 \text{ t}$ ) simulierte.

Nach der Auffahrt des Krans und Aufbocken auf die drei mittleren Achsen zur Lastkonzentration führte das Belastungsfahrzeug die Lastzyklen durch, die vorher festgelegt und in der Hydrauliksteuerung eingegeben worden waren:

- Hauptträger- und Querträgertest (kombinierter Versuch),
- Zeitstandstest Hauptträger und Querträger (**Abb. 15**).

Um das räumliche Tragverhalten des Verbundsystems nachzuvollziehen, wurde das Bauwerk anschließend als Trägerrost in einer FE-Berechnung diskretisiert. Die Trägersteifigkeiten wurden mit den experimentellen Ergebnissen modifiziert. Da ein Trä-



Abb. 15: Belastungssituation Hauptträger- und Querträger-test. Eine Fahrspur wurde während der Messung weiter befahren

gerost nur mit Ansatz der Stahlträgersteifigkeiten wesentlich zu weich war, musste das Gewölbe für die Hauptträger teilweise mit angesetzt werden. Die Querträgersteifigkeiten wurden aus dem Belastungstests „Querträger“ überschlägig abgeleitet. Mit dem so kalibrierten FE-System konnten alle maßgebenden Nachweise erbracht werden. Für eventuelle bleibende Modellungenauigkeiten bei der Systemdiskretisierung wurde zusätzlich ein globaler Sicherheitsanteil von 10 Prozent berücksichtigt.

Aufgrund der Belastungsversuche und der anschließenden Systemidentifikation konnte von einem intakten Verbundsystem Stahlträger-Gewölbe ausgegangen werden. Das Gewölbe verstärkt die Hauptträger in der Spannrichtung. Eine Verbundlösung ist im Restnutzungszeitraum (ca. fünf Jahre) nicht zu erwarten, da während der Belastungsversuche beim Erreichen der Versuchsziellast keine Schallemissionssignale registriert wurden. Zudem sorgt der Gewölbeschub für ein Anpressen der Gewölbe an die Trägerstege, so dass die Verbundspannung bei Belastung erhöht wird. Die Belastungsversuche wurden an einem Hohlkastenträger durchgeführt, der im Fahrbahnbereich lag und das größte Verhältnis Stützweite/Trägheitsmoment aufwies. Das Ergebnis war daher auf die anderen Hohlkastenträger übertragbar.

#### 7.1.4 Fähranleger Blexen (Bremerhaven)

Die Fährverbindung Bremerhaven-Blexen stellt die nördlichste Weserquerung dar; die Fähre wird auch vom Schwerlastverkehr stark frequentiert. Das gekrümmte Feld des Brückenüberbaues am Fähranleger Blexen (**Abb. 16**) wies statisch relevante Schäden und betriebliche Mängel auf:

- Korrosionsschäden in der unteren Spanngliedlage der Hauptträger,
- die lichte Breite des Fahrstreifens zwischen den Radabweisern war für fünfsachsige Trailergespanne zu eng bemessen, so dass die Trailerachsen häufig auffuhren und sich starke Stoßbelastungen ergaben,



Abb. 16: Aufbau BELFA auf dem Fähranleger Blexen

- der Schwingbeiwert in den statischen Berechnungen war gegenüber dem Normwert DIN 1072 herabgesetzt (Langsamfahrt) und entsprach keineswegs den derzeitigen örtlichen Verhältnissen.

Zur Kompensierung der vorstehenden Mängel wurde bauseits folgendes Konzept vorgeschlagen:

- Betonsanierung/Vermeidung fortschreitender Korrosion der Spannstähle in den Hauptträgern,
- Verbreiterung des Fahrstreifens im Bogenbereich durch Verlagerung des inneren Betonradabweisers um ca. 50 cm.

Infolge der geplanten Fahrstreifenverbreiterung nach innen wurde der innere Träger also maßgebend für die Tragsicherheit. Unter Einbeziehung der realen Vorspannung war deswegen in den relevanten Schnitten mit Einsatz des Belastungsfahrzeuges die Tragsicherheit experimentell zu bewerten.

Da das BELFA aufgrund seiner Geometrie zur Untersuchung nicht von Land anfahren konnte, musste es mit der Fähre transportiert werden. Vor Positionierung des BELFA wurde die Messtechnik installiert und die Auffahrt überwacht. Die Versuchslast  $F_{\max} = 930 \text{ kN}$  konnte wegen der begrenzten Auszugslänge und fehlenden Ballasts nicht durch das Fahrzeuggewicht allein erzeugt werden. BELFA wurde daher am leichteren vorderen Ende an eingeklebten Stangen rückverankert (Abb. 17).



Abb. 17: BELFA in Versuchsposition

Die experimentellen Nachweise erfolgten in ungünstigsten Laststellungen für Biegung. Während der Belastungsversuche wurde neben den Durchbiegungen auch Dehnungen, Neigungen und Schallemission an der Brückenunterseite gemessen. Die Last wurde in Stufen bis zur Versuchsziellast gesteigert. Ab einer externen Versuchslast von ca.  $F = 600 \text{ kN}$  wurde bei der Erstbelastung die Dekompression erreicht und sowohl durch die integrale Dehnungsmessung als auch die Schallemissionsanalyse Rissbildung angezeigt. Messtechnisch konnte der Riss zwar geortet werden, visuell war der Riss

jedoch auch bei der Versuchsziellast nicht zu identifizieren ( $w \leq 0,05 \text{ mm}$ ).

Die Belastungsversuche wurden innerhalb nur eines Tages durchgeführt, an dem der Fährbetrieb unterbrochen werden musste. Mit den Belastungsversuchen konnte der Nachweis der Tragsicherheit unter Einbezug des realen Bauwerkszustandes für die angestrebte neue Fahrbahnsituation experimentell erbracht werden.

## 7.1 Eisenbahnbrücken

### 7.2.1 Gewölbebrücken Lüneburg

Im Zuge der DB-Strecke Hannover – Hamburg wird die Ilmenau nördlich von Lüneburg durch zwei parallel liegende Gewölbebrücken überspannt. Von den ehemals sechs Mauerwerks-Gewölbefeldern mit Stützweiten  $l \approx 18,5 \text{ m}$  wurden im Krieg mehrere Felder zerstört und teilweise durch Betongewölbe ersetzt. Die Endfelder eines Brückenendes erhielten zwecks profilmfreier Durchführung einer Stadtstraße Stahlhalbrahmen (Abb. 18).



Abb. 18: BELFA-DB in Versuchsposition

Die neuen Endfelder mit Anschluss an die Stahlüberbauten erhielten einen verstärkten Pfeiler. Eine große Zahl von Rissen, darunter vermutlich auch komplette Gewölbedurchrisse, deuteten auf eine umbaubedingte Kämpferverschiebung hin. Die Nachrechnung der Gewölbe ergab unzureichende  $\beta_{\text{UIC}}$ -Werte ( $\geq 0,36!$ ).

Der bauliche Zustand und das Nachrechnungsergebnis ließen vermuten, dass die Gewölbebrücke durch eine experimentelle Tragsicherheitsbewertung gemäß [5] erfolgreich nachgewiesen, mindestens aber der  $\beta_{\text{UIC}}$ -Wert entsprechend heraufgesetzt werden kann.

Der westliche Brückenzug wurde seinerzeit nur auf einem mittig liegenden Anschlussgleis befahren und eignete sich für die Belastungsversuche aus mehreren Gründen in besonderer Weise:



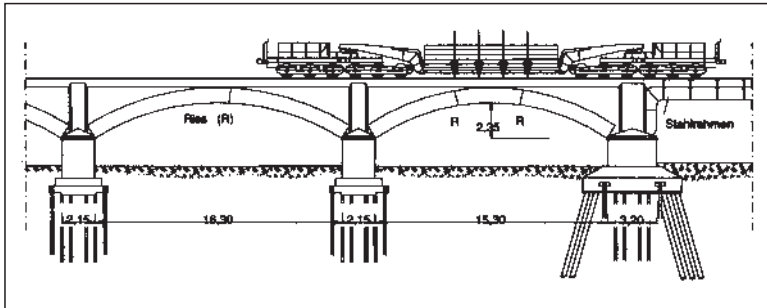


Abb. 19: Laststellung „Scheitellast Endfeld“ in Lüneburg (BELFA-DB)

- praktisch keine Betriebsstörungen,
- Gewölbeschäden (Scheitelriss, Viertelpunktsriss),
- unterschiedliche Gewölbebaustoffe (1 × Betongewölbe, 4 × Mauerwerksgewölbe),
- leichte Zugänglichkeit unter der Brücke (Messtechnik).

Die prinzipielle Versuchsanordnung ist **Abb. 18** und **Abb. 19** zu entnehmen. Auf der Basis einer sorgfältigen Versuchsvorbereitung und Koordination aller Beteiligten gelang es, die Belastungsversuche mit Ziellasten  $F_{Ziel} = 1800 \text{ kN}$  in nur zwei Arbeitstagen durchzuführen. Für die Versuche am östlichen Brückenzug stand nur eine nächtliche Sperrpause von 3 Stunden zur Verfügung.

Die Versuche ergaben einen uneingeschränkt sicheren Weiterbetrieb. Insbesondere die Zeitstandsversuche unter Versuchsziellast mit aufgezeichneten Überfahrten im Nachbargleis (22,5 t Achslasten) zeigten die Reversibilität der Systemreaktion unter Extremlasten.

## 7.2.2 Standsicherheitsuntersuchungen von Erddämmen mit dem Belastungsfahrzeug BELFA-DB

Im Rahmen einer Neustrukturierung des Eisenbahnnetzes plant die DB Netz AG den Ausbau der bestehenden Eisenbahnstrecke von Uelzen nach

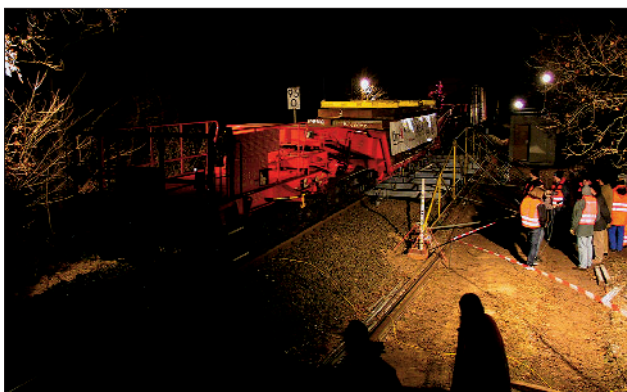


Abb. 20: Ansicht des Belastungsfahrzeugs BELFA-DB in Teststellung

Langwedel/Bremen. Um den aktuellen Zustand der Erddämme zu bewerten, über die die Strecke weitgehend führt, wurde der Baugrund an 85 Stellen untersucht. Nach zahlreichen Laborversuchen und Berechnungen konnte die Standsicherheit nach den gültigen Regelwerken rechnerisch nicht nachgewiesen werden ( $\eta < 1$ ). Um bei bekannter Belastung und gegebenen Bodenverhältnissen mit unbekanntem räumlichem Lastabtrag die tatsächliche Standsicherheit eines ausgewählten kritischen Dammabschnittes ausloten zu können, waren Belastungsversuche mit dem Prototypen eines schiebengebundenen Belastungsfahrzeugs angezeigt.

Die Versuchslasten wurden mit dem Belastungsfahrzeug BELFA-DB durch insgesamt acht hydraulische Pressen bis  $F = 1800 \text{ kN}$  stufenlos aufgebracht und über Stahltraversen in den Gleiskörper eingeleitet (**Abb. 20**).

Zur Kontrolle und Erfassung der Verschiebungen und Verformungen des Dammkörpers wurde neben der Kraftmessung umfangreiche Messtechnik installiert (**Abb. 21**).

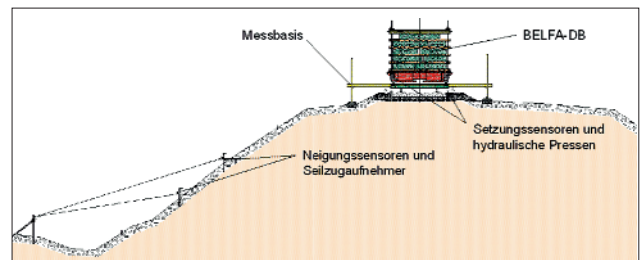


Abb. 21: Dammquerschnitt mit Belastungsfahrzeug und Messtechnik

Unter der technischen Versuchsgrenzlaster ( $F = 1800 \text{ kN}$ ) wurden wesentlich geringere Messwerte registriert als zuvor rechnerisch ermittelt. Die unerwartet große Steifigkeit und Tragfähigkeit des Dammes wird zur Zeit noch näher analytisch untersucht.

Es sind weitere Belastungsversuche angezeigt, um die Ergebnisse zu verifizieren und auch auf andere Abschnitte übertragen zu können. Bei erfolgreichem Abschluss aller Untersuchungen wird das Einsparpotenzial durch verminderten Sanierungsaufwand auf mehrere 10 Mio. € geschätzt.

## 8 Ausblick

Das Sicherheitskonzept, die Methodik und Technologie und die Durchführung von Belastungsversuchen an Brücken sind ausgereift und haben in



**Tab. 1: Belastungsfahrzeug BELFA, Einsätze an Straßenbrücken/Abwasserkanälen**

Einsatzort, Datum	Bauwerksdaten	Baustoff, Rechnerische Einstufung	Versuchszielstellung	Experimentelle Einstufung
Neu Kaliß, M.-V. März 2001	Bj. 1950, L = 9,35 m	Stahlbeton, BK 16/0	Systemidentifikation, Nachweis einschl. Widerlager BK 30/30, min. BK 30/0	BK 30/30
Thalbürgel, Thüringen April 2001	Bj. 1965, L = 7,8 m	BTC-Fertigteilbrücke, BK 16/0	Systemidentifikation BK 30/30	BK 30/30
Osterholz (Bremen), Mai 2001	Bj. 1938/51, L = 18,5 m	Stahlbeton, BK 16/16	Querkraftnachweis Bauwerksfuge BK 30/30	BK 30/30
Seehausen (Leipzig), Juni 2001	Bj. 1929, L = 2 × 14 m	Stahlbeton, BK 16/16	Schubnachweis BK 30/30	BK 30/30
Coswig (Dresden), Juli 2001	Bj. 1965, L = 5,8 m	Stahlbeton, BK 12/12	BK 30/30	BK 30/30
Kleinmölsen, Thüringen August 2001	Bj. 1963, L = 8,7 m	BTC-Fertigteilbrücke, BK 16/16	Systemidentifikation BK 30/30	BK 30/30
Westerhausen, Sachsen- Anhalt, Oktober 2001	Bj. 1930, L = 7,25 m	Walzträger in Beton, BK 16/16	BK 30/30	BK 30/30
Hoym, Sachsen-Anhalt Oktober 2001	Bj. 1954, L = 19,0 m	Stahlbeton, BK 16/16 (wg. Querbewehrung)	BK 30/30	BK 30/30
Wiednitz, Sachsen November 2001	Bj. 1970, L = 5,4 m	BTC-Fertigteilbrücke, BK 16/16	BK 30/30	BK 30/30
Oberhausen, NRW November 2001	Bj. 1911, L = 12,7 m	Mauerwerk/Stampfbeton, BK 60/0	Kippnachweis Widerlager	BK 60/30
Bremen Februar 2002	Abwasser-Sonderbauwerke	Stahlbeton/Mauerwerk, SLW 16	SLW 30	SLW 30
Munster, Niedersachsen April 2002	Bj. 1960, L = 12,7 m	Stahlbeton, BK 30/0	BK 30/30 Panzerüberfahrt MLC 80	BK 30/30 MLC 80
Berlin, Neu Kölln August 2002	Bj. 1920/35, L = 17,6 m	Stahlträgerrost mit Kappen, BK 16/16	Nachweis Überbau BK 30/30 (4 Fahrstreifen)	BK 30/30
Berlin, Charlottenburg August 2002	Bj. 1936/74, L = 13,3 m	Stahlbeton, BK 16/16	Nachweis Überbau BK 30/30 (4 Fahrstreifen)	BK 30/30
Bremen September 2002	Abwasserkanal DN 400	Stahlbeton, SLW 30	Messtechnikerprobung	SLW 30
Döbeln Januar 2003	Bj. 1913//14' L = 16 / 20 m	Gewölbebr./ Kongret- mauerwerk flutgeschädigt	Busverkehr / BK 16/16	Busverkehr
Blexen Juli 2003	Bj. 1953, L = 20,0 m	Spannbetonbrücke	BK 30/0	Fahrbahnver- breiterung BK 30
Schwallungen Juli 2003	Bj. 1927 / 1953 L = 9 × 12,6 m	Stahlbetonplattenbalken Bk 16/0	BK 30/0	BK 30/0

kurzer Zeit eine größere Zahl erfolgreicher Anwendungen erfahren.

Die Messungen an 16 Straßenbrücken (**Tab. 1**), zehn Eisenbahnbrücken (**Tab. 2**) und an einem Erddamm haben gezeigt, dass durch den Einsatz modernster Belastungs- und Messtechnik Tragreserven erschlossen werden können, die durch eine statische

Nachrechnung allein nicht erreichbar sind. Nähere Informationen können unter [www.belfa.de](http://www.belfa.de) und [www.belfa-db.de](http://www.belfa-db.de) abgerufen werden.

Weitere Arbeit muss in die Information der Baubeteiligten investiert werden, um die Akzeptanz dieser neuen Methodik zum Nutzen der Allgemeinheit noch zu verbessern.

Tab. 2: Belastungsfahrzeug BELFA, Einsätze an Straßenbrücken/Abwasserkanälen

Einsatzort, Datum	Bauwerksdaten	Baustoff, Rechnerische Einstufung	Versuchszielstellung	Experimentelle Einstufung
Berod, Westerwald Juni 2001	Bj. 1908, L = 5,4 m	Walzträger in Beton (WIB), < UIC 71	Kippnachweis Widerlager UIC 71	UIC 71
Meudt, Westerwald Juni 2001	Bj. 1908, L = 7,5 m	WIB-Brücke, < UIC 71	Kippnachweis Widerlager UIC 71	UIC 71
Wolfsholz, Westerwald Juni 2001	Bj. 1908, L = 4,8 m	WIB-Brücke, < UIC 71	Kippnachweis Widerlager UIC 71	UIC 71
Niederahr, Westerwald- Juni 2001	Bj. 1908, L = 6,6 m	WIB-Brücke, < UIC 71	Kippnachweis Widerlager UIC 71	UIC 71
Goldhausen, Westerwald Juni 2001	Bj. 1927, L = 6,2 m	WIB-Brücke, < UIC 71	Kippnachweis Widerlager UIC 71	UIC 71
Hadamar, Westerwald Juni 2001	Bj. 1886, L = 7,0 m	Mauerwerksbogenbrücke, < UIC 71	Systemidentifikation UIC 71	UIC 71
Oberhausen, NRW September 2002	Bj. 1959, L = 15,4 m	Walzträger in Beton (WIB), < UIC 71	Systemidentifikation UIC 71/Schwerlastverkehr	UIC 71 / D 4
Wabern (Kassel), Hessen September 2002	Bj. 1849, L = 4,8 m	Mauerwerksbogenbrücke, < UIC 71	Systemidentifikation einschl. Widerlager/ Flügelmauern UIC 71	UIC 71
Lüneburg, Niedersachsen September 2002	Bj. 1874/1953, L = 17,0 m	Mauerwerksbogenbrücke, < UIC 71	Systemidentifikation UIC 71/Schwerlastverkehr	UIC 71 / D 4
Hamburg November 2002	Bj. 1970, 5 × L = 22,7 m	Spannbeton, < UIC 71	UIC 71	UIC 71
Langwedel, Niedersachsen Dezember 2002	Bahndamm	Feinsande, < UIC 71	Systemidentifikation UIC 71	System identifiziert
Rhena, Hessen Juli 2003	Bj. 1914/15, 4 × L = 19,0 m	Mauerwerksviadukt Vollsperrung	Systemidentifikation UIC 71	System identifiziert

## Literatur

- [1] Knaack, H.-U.; Schröder, C.; Slowik, V.; Steffens, K.: Belastungsversuche an Eisenbahnbrücken mit dem Belastungsfahrzeug BELFA-DB. In: Bautechnik, 80. Jahrgang, Heft 1, Ernst & Sohn, Januar 2003.
- [2] Steffens, K. (Hrsg.): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Brücken in situ zur Substanzerhaltung und zur Verminderung der Umweltbelastung. Bremen: Hochschule Bremen 1999 (Eigenverlag). – Abschlußbericht EXTRA II. BMBF- Kooperatives Forschungsprojekt 01-RA 9601/6
- [3] Opitz, H.: Experimenteller Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit bestehender Bauwerke und Bauwerksteile aus Stahlbeton und Spannbeton. Dresden, TU, Habil.-Schrift, 1992
- [4] Steffens, K. (Hrsg.): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken: Grundlagen und Anwendungsbeispiele. Bauingenieurpraxis, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 2002, ISBN 3-433-01748-4
- [5] DAfStb (Hrsg.): Richtlinie für Belastungsversuche an Betonbauwerken. Beuth Verlag, Berlin 2000
- [6] Gutermann, M.: Ein Beitrag zur experimentell gestützten Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken. Dresden, Technische-Universität, Fakultät Bauingenieurwesen, Diss., 2003
- [7] Opitz, H.; Quade, J.; Schwesinger, P.; Steffens, K.: Das Belastungsfahrzeug BELFA für die experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken und Abwasserkanälen. In: Bautechnik, 78. Jahrgang, Heft 6, Ernst & Sohn, Juni 2001, S. 391-397
- [8] Steffens, K.; Gutermann, M.: Belastungsversuche an Brücken. In: Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen. Schriftenreihe des Instituts für Tragwerke und Baustoffe, Heft 17. Dresden: Universität, 2002, S. 113-121

# Impressum

---

**Herausgeber:**

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.

Dr.-Ing. Günter Timm,  
Ferdinandstr. 47  
20095 Hamburg  
E-Mail: info@bvpi.de,  
Internet: www.bvpi.de  
ISSN 1430-9084

**Redaktion:**

Klaus Werwath, Lahring 36,  
53639 Ittenbach  
Tel.: 0 22 23/91 23 15,  
Fax: 0 22 23/9 09 80 01  
E-Mail: Klaus.Werwath@T-Online.de

**Technische Korrespondenten:****Baden-Württemberg**

Dr.-Ing. Peter Hildenbrand, Ludwigsburg

**Bayern:**

Dr.-Ing. Bernd Brandt, Nürnberg

**Berlin:**

Dipl.-Ing. J.-Eberhard Grunenberg, Berlin

**Brandenburg:**

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn, Herzberg

**Bremen:**

Dipl.-Ing. Uwe Sabotke, Bremen

**Hamburg:**

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann,  
Hamburg

**Hessen:**

Dr.-Ing. K.-D. Schmidt-Hurtienne,  
Lohfelden/Kassel

**Mecklenburg-Vorpommern:**

Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Krüger,  
Wismar

**Niedersachsen:**

Dr.-Ing. Günter Griebenow, Braunschweig

**Nordrhein-Westfalen:**

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

**Rheinland-Pfalz:**

Dipl.-Ing. Günther Freis

**Saarland:**

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

**Sachsen:**

Prof. Dr. sc.techn. Lothar Schubert,  
Leipzig

**Sachsen-Anhalt:**

Dipl.-Ing. Dieter Beyer, Magdeburg

**Schleswig-Holstein:**

Dipl.-Ing. Kai Trebes, Kiel

**Thüringen:**

Dipl.-Ing. Volkmr Frank, Zella-Mehlis

**BVPI:**

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer

**Druck:**

Vogel Druck und Medienservice  
GmbH & Co. KG, 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 Arbeitstagen der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik gehalten worden sind.

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

„Der Prüfmgenieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr.

Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.



