



Der Prüfingenieur

28 April 2006

Seite 4

Die Rückkehr des Staates zu gemeinsamer Verantwortung

Seite 24

Klänge zwischen Himmel und Erde

Seite 33

Verhalten und Instandsetzung
von Läuteanlagen und Glockentürmen

Seite 47

Das Phänomen Dämpfung in der Baudynamik

Seite 56

Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Bauwerken

Seite 66

Für Anfang nächsten Jahres ist die Einführung
der neuen DIN 1055 geplant

Seite 68

Die Klimatisierung von Gebäuden durch oberflächennahe Erdwärme

INHALT

EDITORIAL

Dipl.-Ing. Undine Klein:
Die Rückkehr des Staates zu gemeinsamer Verantwortung 4

NACHRICHTEN

- Vorschlag für eine Richtlinie zur Überprüfung von Hochbauten hinsichtlich ihrer Standsicherheit 6
- Wolfram Jäger übernimmt den Vorsitz der sächsischen Prüfsingenieure 8
- Bautechnisches Seminar NRW: Auf Wissen aus Erfahrung kann das Bauen nicht verzichten 10
- Wolfgang Zerna † 11
- Vorschlag der Bundesvereinigung: Anpassung des Schneelastansatzes bei durch Tragfähigkeitsversagen gefährdeten leichten Konstruktionen 12
- BVPI-Arbeitstagung 2007 mit der IABSE in Weimar 13
- Tagungsband Baustatik-Baupraxis ist erschienen 14
- Arbeitstagung Freudenstadt am 23. und 24. Juni 14
- Internet-Adressen für alle Technischen Baubestimmungen 15/17
- Ausbildung zum Sachkundigen Planer gemäß DAfStb-Richtlinie 16
- TOS Prüf GmbH erstmals für Prüftätigkeiten anerkannt 16
- VPI Schleswig Holstein feiert ihr 55-jähriges Jubiläum 18
- Immer engere Kontakte zwischen EBA und BÜV 18
- Heinrich Bechert † 19
- Sachsen-Anhalt führt den hoheitlichen Prüfsingenieur wieder ein 20
- Schleswig Holstein erwartet eine neue Landesbauordnung 20
- DPÜ: Ganzheitliche Prüfung und Überwachung in neuer Form 21
- Die Präqualifikation von Baufirmen hat begonnen 22
- VPI Niedersachsen erweitert Vorstand um zwei Mitglieder 22
- Neu auf der Website des BÜV: die Checklisten für die Überwachung von Bauprodukten 23
- Arbeitstagung der Bundesvereinigung vom 24. bis 26. September in Berlin 23

GLOCKENKULTUR

Dipl.-Ing. Kurt Kramer:
Klänge zwischen Himmel und Erde
Eine lyrische Bilderreise durch die Kulturgeschichte der Glocke 24

SCHWINGUNGSTECHNIK

Dipl.-Ing. Josef Steiner:
Verhalten und Instandsetzung von Läuteanlagen und Glockentürmen 33

BAUDYNAMIK

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Ruge:
Das Phänomen Dämpfung in der Baudynamik 47

Univ. Prof. Dr.-Ing. Konstantin Meskouris/Dr.-Ing. Christoph Butenweg/Dipl.-Ing. Philippe Renault:
Beurteilung der Erdbbensicherheit von bestehenden Bauwerken 56

NORMEN

Dr.-Ing. Günter Timm/Dipl.-Ing. Undine Klein:
Für Anfang nächsten Jahres ist die Einführung der neuen DIN 1055 geplant 66

ENERGIETECHNIK

Edmond D. Krecké:
Die Klimatisierung von Gebäuden durch oberflächennahe Erdwärme 68

IMPRESSUM 72

Die Rückkehr des Staates zu gemeinsamer Verantwortung

*Der Staat übernimmt wieder Verantwortung
für die Gefahrenabwehr am Bau und stärkt damit
die Stellung des hoheitlich tätigen Prüfmgenieurs*

Was ich vor einem Jahr an dieser Stelle kritisiert hatte (*Der Prüfmgenieur*, Heft 26 – April 2005, S. 4) und dessen Veränderung in meinem Bundesland ich mir zur persönlichen Aufgabe gemacht hatte, ist in wesentlichen Teilen vorangekommen:

Mit der Novellierung der Bauordnung Sachsen-Anhalts hat Mitteldeutschland in den drei Bundesländern Sachsen, Thüringen und Sachsen-Anhalt eine weitere Vereinheitlichung der drei Länderbauordnungen hin zu einer mitteldeutschen Bauordnung erfahren.

Wesentlich haben auch die Prüfmgenieure dieser drei Länder durch inhaltliche Abstimmung bei gemeinsamen Vorstandssitzungen dazu beigetragen.

Der entscheidende Schritt war jedoch die Rückbesinnung Sachsen-Anhalts nach über zehnjähriger privatrechtlicher Beauftragung und Sachverständigentätigkeit auf den wieder hoheitlich tätigen Prüfmgenieur und auf die Wiedereinführung der Rechtssicherheit der Baugenehmigung. Letztere entsteht erst durch Prüfen des Baunebenrechts über das Bauplanungs- und Bauordnungsrecht hinaus. Beides – die Hoheitlichkeit sowie staatliche Beauftragung des Prüfmgenieurs und die Einhaltung der Schlusspunkttheorie der Baugenehmigung – halte ich inhaltlich für zusammengehörig und habe ich in meiner Eigenschaft als Landesvorsitzende der Prüfmgenieure und durch meine außerberufliche politische Tätigkeit befördert.

In meiner Landtagsrede, die ursprünglich gar nicht vorgesehen war und in der ich mich auf den zuvor erarbeiteten Schulterchluss mit den Verbänden und Kammern stützen konnte, habe ich in der buchstäblich letzten Lesung die Abkehr des Landesparlamentes vom bayerischen Modell der völligen Deregulierung des Bauordnungsrechtes erreichen können. In Anerkennung der hohen Kompetenz der Bauaufsicht hat mein Bundesland das unveräußerliche staatliche Recht zur Regelung des Verfahrens genutzt und dieses neu geordnet.



Undine Klein

Vizepräsidentin der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik (BVPI); Landesvorsitzende der Vereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik in Sachsen-Anhalt (VPI LSA)

Neben dem Wiedereintritt des Staates in die Verantwortung für die Standsicherheit gibt es nun auch die Ausweitung der staatlich abzusichernden und grundgesetzlich verankerten Pflicht zur Gefahrenabwehr auf den Brandschutz (siehe S. 20). Deshalb wurde folgerichtig in Mitteldeutschland in allen drei Bundesländern der ebenfalls hoheitlich als vom Staat beliebener Unternehmer tätige und in Sachsen-Anhalt zudem auch staatlich beauftragte Prüfmgenieur für Brandschutz eingeführt. Dieser ist prüfend und überwachend tätig und unterscheidet sich damit qualitativ vom Sachverständigen für Brandschutz, der nur planend tätig sein kann.

Einbezogen in die Prüfung und Überwachung werden in Sachsen-Anhalt auch alle Sonderbauten. Dies ist dringend bundesweit angezeigt, wie die Einstürze und Unfälle des letzten Winters zeigen.

Der positiven Entwicklung staatlicherseits kommen die Prüfmgenieure nun ihrerseits durch Mitarbeit auf Landes- und Bundesebene mit hoher Fachkompetenz entgegen.

In der ARGEBAU wurde z. B. zur Auswertung des Geschehens in Bad Reichenhall die Projektgruppe zu Fragen der Sicherstellung der Standsicherheit insbesondere großer und öffentlich zugänglicher Gebäude gebildet. Sie soll gemäß Antrag der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure Handlungsempfehlungen für eine wiederkehrende Prüfung von Gebäuden für die Länder erarbeiten. Einen ersten Vorschlag, wie er von uns bereits am Morgen nach dem Bad Reichenhaller Unglück vorgetragen und der Bauministerkonferenz am 6. Februar ausgearbeitet vorgelegen hat, finden Sie in diesem Heft (S. 6).

Inzwischen ist die Entwicklung weitergegangen. Die erste Sitzung der Projektgruppe, in der auch die Bundesvereinigung vertreten ist, hat am 23. März bereits stattgefunden. Unser Vorschlag zur Ausführung der wiederkehrenden Prüfung wurde hierfür durch unsere bayerischen Kollegen handlungsdetaillierter ausge-

arbeitet. Dabei wird Wert auf die durchgängige Prüfung von besonders klassifizierten Gebäuden von der Planung über die Bauüberwachung bis zur wiederkehrenden Prüfung über die gesamte Lebensdauer gelegt.

Die sächsischen Kollegen haben ein Strategiepapier zur bautechnischen Sicherheit für Neubauten und den Bestand erarbeitet, worüber im nächsten Heft berichtet werden wird. Das Papier, so viel steht jetzt schon fest, wird auch bei der wiederkehrenden Prüfung und zur Auswahl und Klassifizierung von gefährdeten Gebäuden in Umsetzung europäischen Rechts anwendbar sein.

Beides – unser Handlungs- und unser Klassifizierungskonzept – koordiniert in der Projektgruppe zu verfolgen und in handhabbare Rechtsmittel zu formen, ist jetzt Aufgabe der Bundesvereinigung.

In der Projektgruppe wird mich mein bayerischer landesvorsitzender Kollege begleiten und unterstützen, weil die Verteilung unserer Aufgaben auf viele Schultern nutzbringend und wirksam ist.

Neben der für einige Bundesländer bisher unüblichen baubegleitenden Überwachung durch den Prüflingenieur bzw. Prüfsachverständigen stellt sich auch die Forderung nach der Archivierung von Bestandsunterlagen, auf die nicht nur bei der wiederkehrenden Prüfung zurückgegriffen werden kann. Diese Verpflichtung wollen die Prüflingenieure durch Gründung und Betreiben entsprechender Unternehmen, die sich allein dieser Aufgabe widmen können, wahrnehmen. Erfahrung aus Gründung und Betreiben von unseren BVS und vom BÜV lässt sich hier einbringen.

Am Beispiel von Bad Reichenhall zeigt sich aus meiner Sicht auch das traurige Dilemma deutscher Kommunen und Gemeinden, die mit ihren Investitionsaufgaben und Gefahrenabwehripflichten in ein unlösbares Dilemma geraten und damit politisch allein gelassen sind.

Wie soll ein Gemeinwesen gleichzeitig als Bauherr mit knappen Kassen und als Bauaufsicht und Baupolizei mit der Pflicht zur Gefahrenabwehr handeln? Welche Prioritäten gesetzt werden, hat die Öffentlichkeit wahrgenommen. Hier ist politischer Gestaltungswille gefragt, wenn nicht neuerlich ein Unglück geschehen soll.

Ein weiterer Kompetenzbeweis für die Prüflingenieure ist die von Bundesbauminister Tiefensee angeforderte Mitarbeit bei der Erarbeitung der Richtlinie über die technische Überwachung RBBau innerhalb des Bausicherheitsberichtes des Bundesbauministeriums. Hier soll ganz besonders Wert auf die Qualität und Nachhaltigkeit der zu erarbeitenden Systeme zur technischen Überwachung bundeseigener Bauwerke gelegt werden. Im Bundesministerium ist man sich der Außenwirkung und der Vorreiterrolle bei Handlungsanweisungen in Erlassform sehr bewusst. Deshalb wird diese Arbeit sich über eineinhalb Jahre erstrecken, während die Projektgruppe der ARGEBAU vor dem nächsten Winter die notwendigsten Dinge geregelt haben muss.

Wie auch in diesem Heft nachlesbar, bringen wir in beiden Gremien einen Beitrag z. B. zur Gestaltung eines einheitlichen Sicherheitsniveaus für leichte Konstruktionen unter Schneelasten ein (S, 12). Weiterführend können wir zum Sicherheitskonzept von Baukonstruktionen innerhalb der Normenarbeit aus unserer Erfahrung heraus weitere bauartübergreifende oder ganzheitliche Ansätze vortragen. Wie überhaupt die Gestaltung und der Umfang der Regelwerke aus unserer Sicht eines grundsätzlich neuen Herangehens bedarf. Auch dazu haben sich aus unseren Reihen erste Aktivitäten ergeben, über die nächstens berichtet wird.

Es sollen also neue Wege begangen werden innerhalb eines bewährten Systems. Die wiederkehrende Prüfung bestehender Bauten, die Strategie zur bautechnischen Sicherheit für neue und bestehende Bauwerke und die Veränderung der Normenarbeit ist Teil davon.

Zusammenfassend stellen sich aus meiner Sicht für die Bundesvereinigung und für die Landesverbände der Prüflingenieure folgende Schwerpunkte für die weitere berufspolitische Arbeit dar:

Das Haupttätigkeitsfeld der Prüflingenieure ist die Gefahrenabwehr. Gefahrenabwehr betrifft zur Zeit die Standsicherheit aber auch den vorbeugenden baulichen Brandschutz für Bauwerke. Ein einheitliches Sicherheitskonzept für Standsicherheit und Brandschutz ist unabdingbar für den Erfolg bei der Gefahrenabwehr. Schließlich wirkt sich der bauliche Brandschutz bis in die konstruktiven Details aus.

Die Mitarbeit in staatlichen Institutionen auf Bundes- und Länderebene ist unverzichtbares Berufsrecht und gesellschaftliche Verpflichtung für unseren Berufsstand. Nur so können wir unsere besondere Kompetenz und überdurchschnittlich breit gefächerte Erfahrung für die Gemeinschaft nutzbar und sinnvoll einbringen.

In allen unseren Bemühungen soll unser Augenmerk darauf liegen, die Kompetenz der Bauaufsicht zu stärken. Sie ist unser natürlicher Verbündeter bei der Erfüllung unserer grundgesetzlich verankerten Aufgabe der Gefahrenabwehr.

Bei der Normenarbeit fällt uns neben der Vermittlung zwischen Industrie und Wissenschaft besonders die Aufgabe zu, aus unserer Sachkompetenz heraus die Normen so mit zu gestalten und zu straffen, dass in der Praxis anwendbare und den Ingenieurverstand des Planers fordernde Regelwerke entstehen. Dringend sind wir gefordert, Hilfsmittel zur Erleichterung der täglichen Anwendung der Normen zu erarbeiten oder bei deren Erarbeitung unsere überdurchschnittlich vielfältige Anwendungspraxis einzubringen.

Für die Gefahrenabwehr im Bestand ist die Zugänglichkeit zu den Bestandsunterlagen Voraussetzung. Auch hier können die Prüflingenieure für die Archivierung Verantwortung übernehmen.

Vorschlag für eine Richtlinie zur Überprüfung von Hochbauten hinsichtlich ihrer Standsicherheit

Die Reaktion der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik auf das Unglück von Bad Reichenhall

Am 6. Februar hatte die Bauministerkonferenz der Länder baurechtliche Konsequenzen des Unglücks von Bad Reichenhall beraten und eine Projektgruppe gegründet, die sich mit Fragen der Sicherstellung der Standsicherheit insbesondere großer öffentlicher Gebäude befassen soll. Ihr sollen auch die Prüfsingenieure angehören. Die haben zwischenzeitlich – vertreten durch ihre Bundesvereinigung – die Überzeugung ausgedrückt, dass bestimmte Gebäude künftig einer wiederkehrenden Prüfung unterzogen werden sollten, um ihre Standsicherheit über die gesamte Lebensdauer zu erhalten. Dazu hat die Bundesvereinigung nun den Entwurf für eine Richtlinie vorgelegt, der nachstehend im Einzelnen erläutert wird.

1 Anwendungsbereich, Gebäudeklassen

Die Richtlinie gilt für die wiederkehrende Überprüfung der Standsicherheit von Hochbauten. Hierbei wird unterschieden zwischen **Gebäudetyp A**: Gebäude mit Menschenansammlungen / Publikumsverkehr und Bauwerke von denen Gefahren ausgehen, z.B. Hallenkonstruktionen, Schwimmbäder, Sporthallen, Stadien, Einkaufsmärkte, Versammlungsstätten, Schulen, Kindergärten in filigraner Bauweise (Holz oder Stahl) oder mit vorgehängten Fassaden oder besonderen Dachkonstruktionen (z.B. mit Unterspannung, Nagelbinde), Fertigteilbauten und **Gebäudetyp B**: sonstige Sonderbauten in massiver Bauweise

Die Einstufung in Gebäudetyp A oder B ist bei Neubauten durch den Prüfsingenieur festzulegen. Bei Bestandsgebäuden erfolgt die Einstufung bei der Erstprüfung.

2 Zweck der wiederkehrenden Überprüfung

Mit der Überprüfung soll sichergestellt werden, dass auch nach längerer Standzeit die tragende

Konstruktion des Bauwerkes noch hinreichend standsicher ist bzw. Ertüchtigungsmaßnahmen durchgeführt werden.

3 Zeitintervalle

Die wiederkehrende Überprüfung hat erstmals bei Gebäuden des Typs A zehn Jahre nach erfolgter Fertigstellungsanzeige zu erfolgen. In der Folge sind die Gebäude in Abständen von sechs Jahren zu überprüfen. Darüber hinaus ist eine Überprüfung nach Umbauten, Umnutzungen und technischen Modernisierungen sowie nach außergewöhnlichen Einwirkungen durchzuführen. Gebäude des Typs B sind nur bei Umnutzungen und Umbauten zu überprüfen.

4 Bauwerksbuch

Bei Neubauten ist ein Bauwerksbuch anzulegen, das eine Übersicht der wichtigsten Daten des Bauwerks enthält. Dies sind insbesondere

- Herstellungsjahr;
- zugrunde liegende Normen, Zulassungen und Zustimmungen im Einzelfall; erste und folgende Prüfberichte;

- Positionspläne mit Bauteilabmessungen, Materialgüten, Verkehrslasten;
- Angaben zur Feuerwiderstandsdauer der Einzelbauteile;
- Anhang mit geprüften Ausführungsplänen.

Bei Bestandsbauten ist das Bauwerksbuch bei der ersten Überprüfung zu erstellen. Alle ausgeführten Veränderungen und Instandsetzungen des Gebäudes wie auch das Ergebnis der Überprüfungen sind im Bauwerksbuch zu dokumentieren.

5 Art der Überprüfung

Die Überprüfung erfolgt durch handnahe Sichtkontrolle der tragenden Bauteile auf Schädigungen und ggf. durch stichprobenartige Materialuntersuchungen. Über die Feststellungen des Zustandes der tragenden Konstruktion hinaus ist auch zu überprüfen, ob andere Einflüsse auf die Standsicherheit vorliegen, z.B. ob Dachabdichtung und -entwässerung funktionstüchtig sind. Der Nutzer des Bauwerkes ist ebenfalls zu befragen. Mit den Prüfungen ist ein Ingenieur mit besonderer Sachkunde zu beauftragen.

Der mit der Überprüfung Beauftragte hat dem Eigentümer einen Prüfbericht auszustellen und eine Kopie der Bauaufsichtsbehörde zuzuleiten. Darin ist entweder zu bescheinigen, dass keine Mängel an der tragenden Konstruktion erkennbar sind, oder es sind die festgestellten Mängel mit einer Beurteilung ihrer Relevanz für die

Standsicherheit anzugeben. Der Prüfbericht ist dem Bauwerksbuch fortlaufend beizufügen.

6 Durchführung der Prüfung

Es ist zu überprüfen, ob das Gebäude noch der Beschreibung des Bauwerksbuches entspricht. Folgende Überprüfungen sind im Regelfall durchzuführen, zu denen je nach Konstellation des Einzelfalls noch weitere hinzukommen können:

1. Nutzung

Entspricht die Nutzung der Räume hinsichtlich der anzusetzenden Nutzlasten noch den Vorgaben der Planung?

2. Gründung

Gibt es Hinweise (z.B. Risse), die auf Veränderungen im Bereich der Gründung hindeuten?

3. Dichtigkeit gegen schädliches Wasser

Das Gebäude ist auf feuchte Stellen zu überprüfen (Dächer, Fassaden, Balkone, erdberührte Flächen, mangelhafte Wärmedämmung).

4. Wand- und Deckenverkleidungen

Es ist zu überprüfen, ob Wand- und Deckenverkleidungen Mängel/Schäden (z.B. Risse, Verformungen, Hohlstellen, Durchfeuchtungen Ausblühungen, Korrosion) aufweisen. Insbesondere sind deren Befestigungen stichprobenweise auf Korrosionserscheinungen und auf festen Sitz zu überprüfen.

5. Korrosionsschutz

Der Zustand des Korrosionsschutzes von stählernen Bauteilen ist zu überprüfen, insbesondere bei korrosionsempfindlichen Teilen wie z.B. Verankerungen und Anschlüssen von Seilen, Kabeln und Hängern. Berührstellen zwischen Beton- und Stahlbauteilen bedürfen besonderer Beachtung. Vorhandene

Schmutz- und Wasseransammlungen sind anzugeben.

6. Schutzvorrichtungen

Es ist zu prüfen, ob Geländer und sonstige Schutzvorrichtungen einen ordnungsgemäßen Zustand aufweisen. Ihre Befestigungen sind stichprobenweise zu prüfen.

7. Holzkonstruktionen

Bei Holzkonstruktionen sind insbesondere zu überprüfen:

- tragende Teile auf Verformungen,
- Schrauben und sonstige Verbindungen auf festen Sitz,
- auf Druck beanspruchte Stoßflächen auf sattes Aufeinander-sitzen,
- Stöße oder Risse auf Eindringen von Feuchtigkeit,
- Klebefugen auf Unversehrtheit,
- alle Teile auf etwaige Bildung von Wassersäcken und Fäulniserscheinungen,
- alle Teile auf Befall durch Holzschädlinge,
- Verschleißteile auf Abnutzung,
- Oberflächenschutz auf Mängel/Schäden,
- Feuchtegehalt.

8. Stahl und andere Metallkonstruktionen

Stahlkonstruktionen sind auf Risse und Verformungen, insbesondere die Anschlüsse auf festen Sitz, zu überprüfen. Auffällige Verformungen sind aufzumessen. Schraubverbindungen sind auf festen Sitz der Muttern durch Stichproben zu prüfen. Bei geschweißten Konstruktionen sind alle Schweißnähte zu besichtigen. Werden Mängel/Schäden vermutet, ist eine Prüfung der Naht zu veranlassen. Alle losen oder mangelhaften Niete oder Schrauben, alle Risse in den Schweißnähten und alle

Mängel/Schäden an einzelnen Teilen sind zu dokumentieren.

9. Massive Konstruktionen

Mauerwerk, Beton, Porenbeton, Stahlbeton- und Spannbetonbauteile sind auf Risse, Ausbauchungen, Durchfeuchtungen, schadhafte Fugen, Ausblühungen, Rostverfärbungen, Hohlstellen, Abplatzungen und andere Oberflächenveränderungen zu überprüfen. Außergewöhnliche Verformungen sind aufzumessen. Bei bedenklichem Zustand des Betons sind Druckfestigkeit, Karbonatisierungstiefe, Chloridgehalt, Betondeckung und Rostgrad der Bewehrung festzustellen. Stellen mit Rostverfärbung sind in jedem Fall abzuklopfen. Der Zustand der Oberflächenschutzschichten ist ggf. zu überprüfen (z.B. an Parkflächen). Auf freiliegende Bewehrung ist zu achten. Rissbreiten sind zu messen. Bedenkliche Risse sind mit Rissmarken zu versehen, um Bewegungen kontrollieren zu können.

10. Fertigteilkonstruktionen

Über die bei massiven Konstruktionen notwendigen Überprüfungen hinaus sind die Lagerpunkte hinsichtlich aufgetretener Verschiebungen und noch vorhandener Toleranzen zu überprüfen. Konsolen sind auf Risse und planmäßigen Lasteintrag zu prüfen. Bei Fugen ist die Öffnungsweite und ggf. der Zustand der Fugenfüllung zu beurteilen. Befestigungsteile insbesondere bei hängenden Elementen sind auf Unversehrtheit zu überprüfen.

7 Planungshinweise

Bei der Planung von Neubauten ist darauf zu achten, dass die maßgebenden Bauteile für die Überprüfungen zugänglich und einsehbar sind. Revisionsöffnungen sind nachzurüsten.

Dipl.-Ing. Undine Klein
Vizepräsidentin BVPI

Neue Führung in Sachsen

Wolfram Jäger übernimmt den Vorsitz der sächsischen Prüflingenieure

Bernd Dressel nach 16 Jahren erfolgreicher Tätigkeit verabschiedet

Am 22. März kamen die sächsischen Prüflingenieure zu ihrer Jahresmitgliederversammlung zusammen, auf der neben der umfassenden Bekanntmachung des Strategiepapiers der sächsischen Landesvereinigung zur bautechnischen Sicherheit ein neuer Vorsitzender sowie ein neuer Vorstand zu wählen waren.

Bevor der bisherige Landesvorsitzende Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd Dressel den Führungsstab nach 16-jähriger, erfolgreicher Tätigkeit an seinen Nachfolger abgab, erläuterte er den Anwesenden das unter seiner Federführung entstandene Strategiepapier, das die Antwort der sächsischen Prüflingenieure auf die gegenwärtig drängenden Fragen der bautechnischen Sicherheit und seiner konsequenten Gewährleistung in einem in sich geschlossenen und plausiblen System darstellt. Der Begriff des Sicherheitskonzeptes wurde von ihm weiter gefasst, als allgemein gebräuchlich. Es schließt, so

sagte Dressel, die Gesamtheit aller Maßnahmen ein, die zur vorbeugenden Gefahrenabwehr im Sinne des Bauordnungsrechtes in Übereinstimmung mit den Grundsätzen der Tragwerksplanung entsprechend DIN 1055-100 notwendig seien. Dazu gehörten, neben der bautechnischen Prüfung der Planungsunterlagen, die Bauausführungskontrollen und nicht zuletzt auch die wiederkehrenden Prüfungen von Bauwerken in der Nutzung.

Auf der Basis einer Analyse von Schadensfällen und Einstürzen in der Vergangenheit und den veränderten Nutzungsgewohnheiten

wird in dem Strategiepapier der logische Schluss gezogen, dass unabhängige Prüfungen zur Vermeidung von menschlichen Fehlern nach dem Vier-Augen-Prinzip unverändert und vielleicht mehr denn je erforderlich seien. Die neuerlichen Ereignisse gäben, so ergänzte Dressel, Anlass, im Hochbau über die bisherige Verfahrensweise und Verantwortung bei den vorgeschriebenen wiederkehrenden Prüfungen während der Nutzung nachzudenken. Prüflingenieure seien in der Lage, diese sachkundig ggf. unter Zuschaltung von weiteren Spezialisten durchzuführen.

Entscheidend für die Wirksamkeit der Prüflingenieure sei ihre Unabhängigkeit, die genau genommen, nur über die Beauftragung durch die Bauaufsichtsbehörde gewährleistet werden könne, betonte Dressel.

In dem Strategiepapier wird vorgeschlagen, eine Differenzierung der Notwendigkeit zur Prüfung anhand von Gefährdungsklassen in Anlehnung an den Entwurf des Eurocodes EN 1990 vorzunehmen. Für bestehende Bauwerke wird das Bauwerksbuch zur ordnungsgemäßen Dokumentation der Ergebnisse der wiederkehrenden Prüfungen vorgeschlagen.

Das Strategiepapier ist der Bundesvereinigung und der Ingenieurkammer sowie dem VDI übergeben worden. Es erhielt, so berichtete Dressel, von diesen Seiten volle Zustimmung und wird sowohl für die sächsische Landesvereinigung als auch die Bundesvereinigung Leitschnur für die Zukunft sein.



Der Geschäftsführer der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik, Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann, der Ehrenvorsitzende Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd Dressel, Dr.-Ing. Klaus Bröse, Dipl.-Ing. Jürgen Weisbach, Dipl.-Ing. Armin Voigtmann, der neue Vorsitzende Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger und Dipl.-Ing. Sylvia Heilmann (v.l.n.r.).

Die Leistungen von Bernd Dressel an der Spitze der Landesvereinigung wurden sowohl aus der Sicht der Bundesvereinigung durch den Geschäftsführer der BVPI, Manfred Tiedemann, als auch im Namen des Landesverbandes durch Klaus Bröse und Hans-Joachim Hieke gewürdigt.

Bernd Dressel hat 1990 die sächsische Landesvereinigung als erste in den neuen Bundesländern aus der Taufe gehoben und ihr schnell zu allgemeiner Anerkennung verholfen. Unter seiner Ägide wurden die ersten Brandschutzprüfingenieure in Deutschland tätig und entstand der Kriterienkatalog, nach dem entsprechend der statischen Schwierigkeit festgelegt wird, ob das Vorhaben geprüft werden muss oder nicht. Anfang 2003 nahm die Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüfingenieure im Freistaat Sachsen ihre Arbeit auf. Dem solidarischen Verbandsgedanken folgend, werden seitdem alle Prüfaufträge in Sachsen über diese BVS abgerechnet, was die Grundlage für eine schnelle Entwicklung und Stabilisierung ihrer Tätigkeit war. Durch besonderen argumentatorischen Einsatz konnte der Begriff des Prüfingenieurs in Sachsen ebenso wie die Hoheitlichkeit seines Tätigseins erhalten werden. Insgesamt eine äußerst positive und beachtliche Bilanz, die Bernd Dressel vorweisen kann.

In Anerkennung seiner Verdienste wird er zukünftig das Amt des Ehrenvorsitzenden der sächsischen Landesvereinigung bekleiden.

Zum neuen Vorsitzenden wählten die sächsischen Prüfingenieure Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger, der sich in den zurückliegenden zwei Jahren bereits im erweiterten Vorstand auf diese neue Funktion vorbereitet hat. Er betreibt sein Büro in Radebeul an der Stadtgrenze zu Dres-

den und ist in der Normung sehr aktiv.

Jäger fasste die zukünftigen Aufgaben der Landesvereinigung am Ende der Jahresmitgliederversammlung zusammen und gab einen Ausblick auf die Schwerpunkte der Tätigkeit des neuen Vorstandes, dem (s. Foto S. 8) Dipl.-Ing. Sylvia Heilmann, Dr.-Ing. Klaus Bröse, Dipl.-Ing. Armin Voigtmann und Dipl.-Ing. Jürgen Weisbach angehören.

Neben der Verfolgung und Durchsetzung des Strategiepapiers sieht Wolfram Jäger den Schwerpunkt der Arbeit in der Landesvereinigung im Eintreten für eine übersichtliche und durchschaubare Gesetzes- und Verordnungslage, die deutschlandweit zukünftig stärker vereinheitlicht werden sollte. Eine klare Normensituation, die dem Stand des Wissens und der Technik entspricht und beherrschbar

bleibt, sei, so Jäger, eine wichtige Voraussetzung für die Vermeidung von Fehlern und damit die Ausschaltung von Gefahren. Die ständige Wissensaktualisierung und -festigung solle weiterhin von der Landesvereinigung gefördert werden. Fachliche Abstimmungen unter den Prüfingenieuren sowie Auslegungsfragen seien ebenfalls zukünftige Schwerpunkte. Die Landesvereinigung werde das Berufsethos fördern und auch weiterhin mit der Architekten- und Ingenieurkammer sowie weiteren Verbänden eng zusammenarbeiten.

Die mit dem Vorstandswechsel verbundene, neue Geschäftsadresse lautet:

Landesvereinigung der
Prüfingenieure für Bautechnik
in Sachsen e.V.
Wichernstr. 12
01445 Radebeul
www.vpi-sachsen.de

25. Stahlbauseminar der FH Münster am 17. Mai in Rheine

Am 17. Mai führt die Fachhochschule Münster in der Stadthalle in Rheine zum 25. Mal ihr Steinfurter Stahlbauseminar durch. Wiederum stehen aktuelle und interessante Vortragsthemen auf dem Programm, zum Beispiel:

- Bügelgebäude über dem Hauptbahnhof Berlin (Dr. Naujoks, Donges Stahlbau),
- Stabilisierung durch Trapezprofile ohne Schubfeldausbildung (Professor Lindner, TU Berlin),
- Neues aus Normung, Forschung und Entwicklung für Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton (Professor Hanswille, Uni Wuppertal),

■ typisierte und nichttypisierte Anschlüsse im Stahlhochbau (Dr.-Ing. Weynand, Ing.-Büro Prof. Sedlacek & Partner),

■ Problemfälle beim Sofwareinsatz aus der Sicht des Anwenders (Dipl.-Ing. Weiler, Augsburg).

Kooperationspartner des Seminars sind der Deutsche Stahlbauverband, der Deutsche Verband für Schweißen und verwandte Verfahren und die Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI).

Die Teilnahme kostet 195 Euro.
Fax: 02551/962393
www.fh-muenster.de/fb3

Wieder 300 Teilnehmer beim Bautechnischen Seminar in NRW

Fazit: Auf Wissen aus Erfahrung kann das Bauen nicht verzichten

Vorträge über neue Normen und ihre Auswirkungen im Konstruktiven Ingenieurbau

Renommierte Ingenieurwissenschaftler und hochrangige Repräsentanten der Obersten Bauaufsicht von NRW garantieren jedes Jahr das überdurchschnittliche fachliche Niveau der Bautechnischen Seminare für Prüffingenieure, Bauaufsichtsbehörden und Tragwerksplaner, die von der Vereinigung der Prüffingenieure in NRW zusammen mit dem dortigen Ministerium für Bauen und Verkehr und unter Beteiligung des VBI in NRW durchgeführt werden. Diesen traditionell hohen Anspruch hat auch das 14. Bautechnische Seminar erfüllt, das Ende vergangenen Jahres in Ratingen Vorträge über neue Normen und ihre Auswirkungen im Konstruktiven Ingenieurbau bot.

Dieses Bautechnische Seminar hatte vor allem die Erfahrungen zum Thema, die die Grundlagen der Eurocodes mitbestimmen. Professor Dr.-Ing. Gerhard Sedlacek von der RWTH Aachen wies deshalb darauf hin, dass die versuchsbasierten Nachweisformate zur Bemessung von Bauteilen und Bauwerken eine solidere Basis seien als die früheren theoretischen Modellvorstellungen. Experimentelle Bestimmungen von Eigenschaften der Bauteile seien nicht nur die Grundlage der Produktnorm EN 1090, sondern hätten auch Auswirkungen auf die rechnerische Bestimmung der Eigenschaft R_d für die Tragwerksbemessung, und sie basierten deshalb nicht unerheblich auf vorweg gewonnenem Wissen aus Erfahrung. Die Doppelfunktion der Eurocodes: Bezugsnorm für Bauprodukte und Bemessungsnorm für Bauwerke, sichere eine durchgängig einheitliche Qualität der Bauwerke.

Nicht nur wegen der Schnee-Ereignisse des letzten Winters war das Thema Einwirkungen auf Tragwerke hoch aktuell, über das Dipl.-Ing. Vera Häusler vom Deutschen Institut für Bautechnik (Berlin) berichtete.

Zwangsläufig sei es ein langwieriger Prozess gewesen, bis genügend Daten für eine statistische Auswertung für ganz Europa zur Verfügung gestanden hätten. Die Lastansätze seien die anzunehmenden Obergrenzen, „die nur selten überschritten werden und ungefähr das Gebrauchsfähigkeitsniveau definieren“. Demgegenüber handle es sich bei den Sicherheitszuschlägen, Teilsicherheitsbeiwerten und Kombinationsregeln um gesellschaftlich akzeptierte Werte. Entsprechend regionaler Umweltbedingungen variierten die Lastansätze für Wind, Schnee und Eis sowie der Bereich der Temperatureinwirkungen auf Bauwerke. Der Hauptteil der neuen Norm soll im Januar 2007 in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen aufgenommen werden (s.a. S. 66).

Die neue DIN 1045 ist weder fehlerfrei noch in allen Teilen schlüssig, ja noch nicht einmal in allen Details in dem zuständigen Normfachausschuss abschließend diskutiert. Den Tragwerksplanern und Prüffingenieuren hierfür Hilfen an die Hand zu geben, oblag deshalb dem in dieser Sache außerordentlich kundigen Fachmann Dr.-Ing. Frank Fingerloos vom Deut-

schen Beton- und Bautechnik-Verein. Der Auslegungsprozess für die DIN 1045-1 sei in vollem Gange, sagte er, und im Normenausschuss würden abgestimmte Antworten auf Auslegungsfragen jeweils sofort auf der offiziellen DIN-Internet-Seite veröffentlicht. Parallel dazu seien Berichtigungen zu DIN 1045-1 erschienen, zuletzt die Berichtigung 1 zum DAfStb - Heft 525 im Mai 2005.

Bestandteil der Bemessung von Bauteilen zur Gewährleistung der Gebrauchsfähigkeit ist der Nachweis der jeweils erforderlichen Feuerwiderstandsklasse. Es entsprach deshalb der Logik des Seminars, den konstruktiven Brandschutz und den Stand der neuen Normen zu thematisieren. Über diese Fachnormen referierte Dr.-Ing. Ekkehard Richter vom Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (IBMB) der Technischen Universität Braunschweig. Ausgehend von einem kurzen Überblick über die Entwicklung der Brandschutznorm griff Richter die als Übergangsregelung herausgegebene DIBt-Richtlinie (Heft 2 aus 2002) auf, die inzwischen von den Regeln der DIN 4102-22 in Verbindung mit DIN 4102-4 und DIN 4102/A1 abgelöst ist. Neue Erkenntnisse hinsichtlich des Feuerwiderstandes und die Anpassung an die neue Norm zur Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen seien der Grund für die Überarbeitung der Brandschutznorm.

Die Auswirkungen von Erdbeben zu begrenzen ist Absicht der DIN 4149, die jetzt

durch eine aktualisierte Ausgabe (4/2005) abgelöst werden soll. Dipl.-Ing. Helmut Ernst vom Innenministerium Baden-Württemberg gab einen Überblick über die neue Erdbebennorm, in der die Erdbebenzonen mit Hilfe von

probabilistischen Methoden neu definiert worden sind. Neu aufgenommen worden sei der Einfluss des geologischen Untergrundes und die Berücksichtigung der in Deutschland vorherrschenden Bauweise.

Wie immer hat auch dieses Seminar der Vorsitzende der Vereinigung der Prüfungingenieure in Nordrhein-Westfalen, Dr.-Ing. Jörg Erdmann, souverän und engagiert geleitet.

Dipl.-Ing. Josef Dumsch

Wolfgang Zerna †

Am 14. November 2005 verstarb nach längerer Krankheit, kurz nach Vollendung seines 89. Lebensjahres, Prof. em. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. mult. Wolfgang Zerna. Mit ihm verliert das deutsche Ingenieurwesen einen herausragenden Wissenschaftler, einen begabten Ingenieur und einen engagierten Repräsentanten.

Seine Liebe galt der Mechanik und seine Lebensleistung dem Stahl- und Spannbetonbau in Theorie und Praxis. Er entwickelte Spannverfahren, war an großen Bauvorhaben beteiligt und begründete den kerntechnischen Ingenieurbau. In der Frühzeit des „elektronischen Rechnens“ initiierte er das „Computational Civil Engineering“. Sein internationales Engagement öffnete deutschen Forschern wieder Tore zur Welt und erschloss deutschen Normen europäische Horizonte, beides bereicherte sein umfangreiches Publikationswerk.

Wolfgang Zerna wurde 1916 in Berlin geboren und erhielt dort seine Schulbildung. Noch vor Einberufung zum Wehrdienst 1940 konnte er an der TH Berlin-Charlottenburg als Bauingenieur diplomieren. Seine Lehrer Dischinger, Schleicher, Agatz und Tölke prägten sein späteres Berufswirken zwischen Mechanik und Massivbau. Nach Kriegsdienst und Gefangenschaft wurde Zerna 1946 Assistent bei A. Pflüger am Lehrstuhl für Statik der TH Hannover. Dort promovierte er 1947 zum Dr.-Ing. und habilitierte 1948 mit einer Arbeit über die mathematischen Grundlagen der Elastostatik.

1949 schloss sich eine Gastdozentur am Department of Mathematics der University of Durham an. Dort entstand zusammen mit

A. E. Green die Monographie *Theoretical Elasticity*, eine Fundgrube für Forscher der Festkörpermechanik. Die dortige Theorie allgemeiner Schalen in Tensor-schreibweise machte den Namen Zerna schlagartig international bekannt.

Ab 1950 wurde Zerna in der deutschen Bauindustrie tätig. Bald zeichnete er bei der Ph. Holzmann AG in Frankfurt für deren gesamten Spannbetonbau verantwortlich, beeinflusste Brücken sowie Ingenieurbauwerke dieses Unternehmens.

1957 wurde Zerna auf den Lehrstuhl für Massivbau der TH Hannover berufen, den er zum modernen Massivbauinstitut ausbaute. Sein Lehrstuhl war das erste Ingenieurinstitut in Deutschland, das einen „Elektronenrechner“ (Zuse Z 22R) erhielt. Er verknüpfte die Elektronik mit modellstatischen Messtechniken. Ab 1964 entstanden Pionierarbeiten für große Naturzugkühltürme und für Kernkraftwerke. Engagiert als Abteilungsleiter, Dekan und in der akademischen Selbstverwaltung der TH intensivierte er seine Forschungsinteressen und legte gleichzeitig den Grundstein für seine praktischen Ingenieur-tätigkeiten.

Nachdem Zerna ab 1963 auf Empfehlung von K. Klöppel im Gründungssenat der Ruhr-Univer-

sität Bochum mitarbeitete, folgte er 1967 einem Ruf an diese neue Hochschule auf den Lehrstuhl für Konstruktiven Ingenieurbau (Massivbau). Zerna war damit in Bochum der erste Bauingenieur der damaligen Fakultät für Maschinenbau und Konstruktiven Ingenieurbau.

In Bochum versorgte Zerna ab 1968 mit seinem Lehrstuhl die Studenten des neuen Studienganges, ab 1972 der Fakultät für Bauingenieurwesen. Den Lehrstuhl baute er zu einer hoch angesehenen Forschungsstätte mit kombiniert theoretischen, numerischen und experimentellen Forschungsprojekten aus. Seine wissenschaftlichen Leistungen wurden durch Ehrendoktorwürden der Universitäten Stuttgart und Essen gewürdigt.

Durch ingenieurpraktische Tätigkeiten als Beratender Ingenieur, als Prüfungingenieur und als wissenschaftlicher Gutachter gab er den Gründungsanstoß für zwei nach wie vor sehr erfolgreiche Bochumer Ingenieurbüros, die ihm auch nach seinem Tode in Dankbarkeit verbunden bleiben.

Zernas charismatische Persönlichkeit, seine natürliche Intelligenz, die schnell Wesentliches von Unwesentlichem trennte, seine Kreativität und seine sachlich fundierte Überzeugungskraft weckten bei seinen Mitarbeitern den Ansporn zu hohen Leistungen.

*Wilfried B. Krätzig
Hermann Schmidt-Schleicher
Friedhelm Stangenberg*

Vorschlag der Bundesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik

Anpassung des Schneelastansatzes bei durch Tragfähigkeitsversagen gefährdeten leichten Konstruktionen

Ein Beitrag auch zur Diskussion über die baurechtlichen Folgen des Reichenhaller Unfalls

Weil ein Dach im Gebirge „eine um mehrere Zehnerpotenzen höhere Versagenswahrscheinlichkeit als ein schweres Dach im Flachland“ hat, wie Prof. Dr.-Ing. Gerhard Spaethe einmal schrieb, der an der Bauakademie der DDR in Berlin tätig war, hat die Bundesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik (BVPI) der fachlichen Öffentlichkeit den nachfolgend erläuterten „Vorschlag für die Anpassung des Schneelastansatzes bei durch Tragfähigkeitsversagen gefährdeten leichten Konstruktionen“ vorgelegt, der auch als Beitrag für die Diskussion über die bauordnungsrechtlichen Konsequenzen des Unfalls von Bad Reichenhall und der übrigen Halleneinstürze dieses Winters zu verstehen ist.

Unabhängig vom konkreten Einzelfall und von den dazu abzuleitenden Vorkehrungen zur Gewährleistung der Standsicherheit von Gebäuden, besteht bei *durch Tragfähigkeitsversagen gefährdeten leichten Konstruktionen* ein erhebliches Sicherheitsdefizit hinsichtlich der Standsicherheit unter Schneelasten in besonderen Fällen. Dieses Sicherheitsdefizit kann ohne weiteres durch den nachfolgend beschriebenen Berechnungs- und Einstufungsansatz beseitigt werden.

Die jahrzehntelangen Erfahrungen der ostdeutschen planenden Ingenieure mit den nachstehend vorgeschlagenen Ansätzen führten in Ostdeutschland zu keinerlei Einstürzen von nach TGL 32 274 / 05 (Ausgabe vom Dezember 1976) berechneten Dächern in den vergangenen Jahrzehnten.

Die nachstehenden Einstufungen sind nach wissenschaftstheoretischen Grundsätzen evaluiert und die Lastfaktoren aufgrund von gesonderten Untersuchungen kalibriert worden [1] bis [4].

Berücksichtigung der Besonderheiten der Konstruktion und der topografischen Lage des Bauwerkes

Bei der Angabe der charakteristischen Werte der Schneelast auf dem Boden, wie dies in der neuen Ausgabe der DIN 1055/05 geschieht, wurde die Schneelast ermittelt nach Anfrage bei den Wetterstationen, wobei die gemessene Schneehöhe den Ausgangswert der Schneelast darstellt.

In der alten TGL 32 274 / 05 wurde dagegen ein Grundwert der Schneelast ermittelt, der die Lage und Höhe des Standortes dergestalt berücksichtigt, dass z. B. der Ostharz und die Insel Rügen privilegierte Gebiete mit Grundwerterhöhung waren. Es wurden auf diese Weise die infolge von Verwehungen möglichen Verlagerungen des Schnees berücksichtigt.

1. Vorschlag:

Einführung eines Variationsfaktors) in Anlehnung an [1] und [3] für besondere Gebiete (Harz,*

Rügen, Siegener Land, Oberbayern, Fichtelgebirge usw.) mit

$$v_i = 1 + 0,00070 h$$

h = Höhe über dem Meeresspiegel

Weiterhin erfolgte im klimatisch sehr viel kontinentaler geprägten Osten Deutschlands die Ermittlung des tatsächlich auftretenden Grundwertes der Schneelasten durch kalibriertes Vorgehen. Das bedeutete ein grundsätzlich anderes Vorgehen als oben beschrieben: Der Schnee wurde auf definierter Fläche geborgen und das Gewichtes durch Auftauen ermittelt. Damit wurden Verdichtungen infolge mehrfachen Schneefalles mit gegebenenfalls zwischenzeitlichem Auftauen oder sonstigen den Schnee verdichtenden Einflüssen ausreichend genau mit erfasst.

Wesentlich scheint auch, dass die Grundwertermittlung nicht mit Schnee am Boden erfolgte. „Für das Verhältnis von Schneelast auf dem Dach zu Schneelast im Gelände, auf das sich die meteorologischen Messwerte beziehen, wurde aufgrund spärlicher statistischer Informationen eine Normalverteilung mit einem Mittelwert von 0,7 und einer Standardabweichung von 0,1 angesetzt“ (Zitat aus [1], Seite 385).

Es entspricht dem allgemeinen Lebensrisiko, dass nicht alle Extremfälle über Jahrhunderte auf diese Weise erfasst werden. In der

*) Verhältnis von Standardabweichung zu Mittelwert

Regel wird die Schneelast, die regelmäßig im Zeitintervall von 50 Jahren zu erwarten ist, als ausreichend absichernd anerkannt sein.

Für die mitwirkenden Einflüsse aus fehlender oder unzureichender Wärmedämmung auf der Unterseite der Dachhaut, die zum teilweisen Auftauen über Tag und Vereisen über Nacht mit Schneeverdichtung führen kann (insbesondere Flachdächer sind betroffen), wurden in dieser TGL keine gesonderten Erhöhungsansätze gemacht. Hier kann man davon ausgehen, dass diese Bauweise in den betreffenden Regionen in Ostdeutschland weniger üblich war und Kaldächer bevorzugt wurden. Die Entwicklung der letzten 20 Jahre hinsichtlich Privilegierung von flachen Warmdächern ist also nicht berücksichtigt. Die Erkenntnisse zeigen dazu auch, dass die Ausbildung der Wärmedämmung noch in den siebziger Jahren in der Regel vollkommen unzureichend gegen Kondenswasserbildung mit nachfolgendem

Antauen der Schneeschicht über der Dachhaut war.

Dafür wurde jedoch die aufliegende Schneelast ins Verhältnis zum Eigengewicht der Konstruktion gesetzt. Es wurde der Erkenntnis Rechnung getragen, dass die Ermittlung des Eigengewichtes besonders der leichten Stahl- und Holzbaukonstruktionen wesentlich genauer möglich ist, als die Ermittlung der um ein Mehrfaches höheren Schneelast, welche genau genommen nur als Schätzwert in die Berechnung eingeht.

2. Vorschlag:

Einführung eines Lastfaktors k_s in Anlehnung an [1] und [3] für

<i>Verhältnis von charakteristischem Wert der Schneelast zur ständigen Last</i>	<i>Lasterhöhungsfaktor k_s</i>
$s_k / G_k \leq 0,5$	1,0
$0,5 < s_k / G_k < 3,0$	$0,9 + 0,2 s_k / G_k$
$s_k / G_k \geq 3,0$	1,5

s_k charakteristischer Wert der Schneelast
 G_k charakteristischer Wert der ständigen Last

leichte bzw. tragfähigkeitsgefährdete Konstruktionen

Literatur

- [1] Wahrscheinlichkeitstheoretische Untersuchungen zu flachen Dachtragwerken aus Stahl unter Schneebelastung; Dr.-Ing. Gerhard Spaethe; Bauplanung – Bautechnik, 29. Jg. Heft 8, August 1975, Seite 385 bis 387
- [2] Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen / Gerhard Spaethe, 2. neu bearb. Auflage; Springer-Verlag Wien, 1992
- [3] TGL 32 274 / 05 (Ausgabe vom Dezember 1976)
- [4] RGW-Normativedokument ST 75-74 (Juni 1974)

*Dipl.-Ing. Undine Klein
 Mitglied KOA 01
 Vizepräsidentin BVPI*

BVPI-Arbeitstagung 2007 zusammen mit der IABSE in Weimar

Der Vorschlag des Präsidiums der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI), die Arbeitstagung 2007 mit dem gleichzeitig stattfindenden internationalen Symposium „Improving International Infrastructure“ der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering) zu kombinieren, ist beschlossene Sache, findet allgemeine Zustimmung und wird hiermit verkündet. Erste Vorbereitungen für die gemeinsame Organisation laufen bereits.

Die internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IABSE) plant im September 2007 in Weimar das regelmäßig stattfindende internationale Symposium „Improving International Infrastructure“. Neben vielen anderen interessanten Themenkomplexen des Brücken- und Hochbaus wird ein Vortragsblock dem Thema „Prüfung und Überwa-

chung von Bauwerken“ gewidmet.

Mit dieser gemeinsamen Veranstaltung auf internationaler Ebene wird unseren Kollegen eine ideale Voraussetzung geboten, einem internationalen Fachpublikum die Fragen und Methoden des deutschen Prüfeningenieurwesens vorzustellen.

Die Veranstalter sind sehr um Beiträge der deutschen Fachkollegen bemüht. Deshalb sind interessierte Referenten eingeladen, bis zum 31. August 2006 Vortragsthemen anhand von Kurzfassungen schriftlich einzureichen.

Nähere Informationen erhalten Sie unter der Internetadresse: www.iabse.org.

Für Rückfragen steht die Geschäftsstelle der BVPI in Hamburg gern bereit.

Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für Bautechnik
 Ferdinandstr. 47
 20095 Hamburg
 Tel.: 040/30379450-0
 Fax: 040/353536
 info@bvpi.de

Tagungsband der 9. Fachtagung Baustatik-Baupraxis ist erschienen

Eine Sammlung von hochqualifizierten ingenieurwissenschaftlichen Beiträgen

Im März vergangenen Jahres fand an der Technischen Universität Dresden die 9. Fachtagung Baustatik-Baupraxis statt. Das Vortragsprogramm umfasste die Präsentation herausragender aktueller Bauprojekte und die Vorstellung neuer Forschungsergebnisse. Nun ist der Berichtsband erschienen.

Schwerpunkte der Dresdner Tagung waren Tragwerke, Compositwerkstoffe, Dynamik, Rehabilitation von Tragwerken, Brückenbauwerke, Interaktionsprobleme und Modellierung. Renommiertere Referenten aus Ingenieurbüros, Baufirmen und Hochschulen zeigten dabei ein breites Spektrum der neuesten Entwicklungen im Bauingenieurwesen.

Den Auftakt der zweitägigen Veranstaltung bildeten der Überblicksvortrag „Entwicklung von Finite-Elemente-Modellen - Stand und Tendenzen“ von Klaus-Jürgen Bathe (Massachusetts Institute of Technology, Cambridge)

und der bemerkenswerte Vortrag über Entwurf und Konstruktion der Millau-Brücke von Vincent de Ville de Goyet (Greisch ingénierie, Liège).

Themen der insgesamt 39 weiteren Vorträge waren unter anderem das dynamische Verhalten von Bauteilen (K. Meskouris, Aachen; P. Ruge, Dresden; A. Burmeister, E. Ramm, Stuttgart; D. Dinkler, Braunschweig), Erschütterungsschutz (M. Schalk, Höchberg), numerische Modelle für Sanierungen und Verstärkungen (W.B. Krätzig, Bochum; R. Harte, Wuppertal; B. Zastrau, Dresden), die Modellierung von Unschärfe

bei Tragwerksprozessen (B. Möller, Dresden), Schädigungs- und Verbundmodellierung (C. Könke, Weimar; G. Hofstetter, Innsbruck) und Boden-Bauwerk-Wechselwirkungen (H.-G. Hartmann, Frankfurt a.M.). Die Anwendung dieser Verfahren in der Praxis wurde an zahlreichen, oft außergewöhnlichen Bauprojekten gezeigt. Als Beispiele seien genannt: anspruchsvolle Stahl-Glas- und Leichtbaukonstruktionen wie das Music Center Gateshead (E. Handel, G. Zenkner, Graz) und der neue Flughafentower Wien-Schwechat (P. Mandl, T. Lorenz, Graz), aktuelle Brückenbauwerke, neben der Millau-Brücke z.B. die Svinesundbrücke (O. Fischer, Wiesbaden), Sanierungs- und Rekonstruktionsprojekte, z. B. das Hans-Sachs-Haus Gelsenkirchen (U. Montag, Bochum), der Wiederaufbau der Dresdner Frauenkir-

Arbeitstagung Freudenstadt am 23. und 24. Juni

Ein Querschnitt aus Forschung und Praxis

Die Tagung findet in diesem Jahr in Baden-Baden statt

Die Freudenstädter Arbeitstagung der Landesvereinigung der Prüfengeure in Baden-Württemberg findet dieses Jahr aus Platz- und Renovierungsgründen in Baden-Baden statt, und zwar am 23. und 24. Juni. Die Anmeldeunterlagen werden in den nächsten Wochen versandt.

Auch in diesem Jahr stehen der kollegiale Gedankenaustausch und die traditionellen Fachgespräche im Vordergrund der Freudenstädter Arbeitstagung. Neben aktuellen Querschnittsbeiträgen aus Forschung, Lehre und Praxis in den Bereichen Holzbau, Verbindungen im Stahlbau, Befestigungstechnik und Geotechnik hat

die Landesvereinigung den Schwerpunkt „Neue Materialien – Berechnung, Bemessung, Prüfung“ gewählt.

Der Festvortrag, mit dem die Prüfengeure auch in Baden-Württemberg gerne über den fachlichen Tellerrand blicken, wird von Professor Dr. Bernd Raffelhü-

schen gehalten, dem von Presse und Fernsehen bekannten Leiter des Instituts für Finanzwissenschaft und Volkswirtschaftslehre der Universität Freiburg. Das Thema seines Vortrags ist die „Generationenbilanz“. Raffelhüsch zeigt auf nette und kurzweilige Art die Probleme, die jetzt und in der Zukunft auf uns zukommen. Ihm zuzuhören ist – wie der Vorstand aus eigener Erfahrung sagen kann – äußerst spannend – ein Kommen lohnt sich in jedem Fall!

Frank Breinlinger

che (W. Jäger, Dresden) und Verkehrsbauprojekte - Transrapid Shangai (J. Feix, Innsbruck). Den durchaus richtungweisenden Abschluss der Tagung bildeten die Vorträge „Berechnung statt Versuche – ein neuer Trend im Zulassungswesen (K. Kathage, DIBt, Berlin) und „Entwerfen von Leichtbauten“ (J. Schlaich, Stuttgart). Die interessanten und anspruchsvollen Vorträge und vielen Fachdiskussion machten die Tagung mit 300 Teilnehmern zu einem großen Erfolg.

Das vollständige Tagungsprogramm sowie einige Impressionen von der Tagung sind jetzt auf den Internetseiten der Forschungsvereinigung unter www.baustatik-baupraxis.de zu finden. Die schriftlichen Fassungen der Tagungsbeiträge wurden neulich in einem Berichtsband veröffentlicht, der zum Preis von 40 Euro am Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke der TU Dresden, Prof. B. Möller, 01062 Dresden, erworben werden kann (ISBN 3-00-015456-6, gebundene Ausgabe, Hardcover, 480 Seiten, 25 × 18 cm).

Die Tagungen Baustatik-Baupraxis werden seit 1981 im Abstand von drei Jahren an wechselnden Hochschulorten ausgerichtet. Sie sollen den direkten Kontakt und Gedankenaustausch zwischen Hochschulen und Baupraxis fördern. Veranstalter sind die Lehrstühle und Institute für Statik im deutschsprachigen Raum – vertreten durch die Forschungsvereinigung Baustatik-Baupraxis und unterstützt von der German Association for Computational Mechanics (GACM). Organisatoren der diesjährigen Tagung waren die Professoren Möller, Graf, Ruge und Zastrau der Fakultät Bauingenieurwesen an der TU Dresden.

Die 10. Fachtagung der Forschungsvereinigung Baustatik-Baupraxis findet 2008 in Karlsruhe statt. *B. Möller, Dresden*

Internet-Adressen für alle Technischen Baubestimmungen

Weil die aktuelle Information über wirklich wichtige Sachverhalte auch für planende, prüfende oder administrierende Ingenieure immer mehr an Bedeutung gewinnt, hat die BVPI-Geschäftsstelle nachfolgend die Internet-Adressen – soweit verfügbar – für die Technischen Baubestimmungen der Bundesländer zusammengestellt.

Allgemeine Informationen zu den Technischen Baubestimmungen : www.is-ergebau.de ► Mustervorschriften/Mustererlasse ► Bauaufsicht/Bautechnik ► Stand der Umsetzung der Muster-LTB

Baden-Württemberg:

www.vpi-bw.com

oder

http://www.innenministerium.baden-wuerttemberg.de/de/Technische_Baubestimmungen/80186.html

Bayern:

www.innenministerium.bayern.de/bauen/baurecht/bautechnik

Berlin:

Die im Land Berlin eingeführten Technischen Baubestimmungen werden in unregelmäßigen Abständen im Amtsblatt für Berlin veröffentlicht, zu beziehen über:

Kulturbuch-Verlag GmbH

Postfach 47 04 49

12313 Berlin

Tel.: (030) 661 84 84

Fax: (030) 661 40 02

Die letzte Liste der Technischen Baubestimmungen – Fassung September 2005 – ist abgedruckt im Amtsblatt für Berlin, 56. Jg., Nr. 3 vom 20.01.2006. Zwischen den Veröffentlichungen der Listen werden keine Ergänzungen herausgegeben.

Brandenburg:

<http://www.brandenburg.de/cms/media.php/2239/Technische%20Baubestimmungen.pdf>

Bremen:

<http://www.is-ergebau.de>

Abweichende Regelungen im Gesetzblatt der Freien Hansestadt Bremen, letzte Ergänzung Nr. 54./2004 S. 523 ff

Hamburg:

Liste der Technischen Baubestimmungen vom 1. August 2005 Amtl. Anz. Nr. 87/2005, S. 1889

Hessen:

http://www.ingkh.de/pdf/tbb_2004.pdf

Mecklenburg-Vorpommern:

http://www.am.mv-regierung.de/arbm/pages/TB_inhalt.htm

Fortsetzung auf Seite 17

Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen

Ausbildung zum Sachkundigen Planer gemäß DAfStb-Richtlinie

Anfang Mai beginnt das DPÜ seinen nächsten Lehrgang

Das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) führt im kommenden Mai in Dortmund seinen nächsten Lehrgang für die Ausbildung und Zertifizierung als Sachkundiger Planer für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken durch. Diese Lehrgänge wurden entwickelt, weil es für den in der Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) vom Oktober 2001 genannten Sachkundigen Planer in diesem Bereich keinerlei verbindliche Anforderungen gibt.

Die Richtlinie fordert, dass die untersuchenden und planenden Tätigkeiten bei der Betoninstandsetzung nur von sachkundigen Planern durchgeführt werden dürfen. Mindestanforderungen an die Ausbildung und an die Qualität dieser Person sind indes nicht definiert. Es heißt dort lediglich, dass ein Tragwerksplaner zur Instandset-

zung hinzugezogen werden sollte, wenn Schäden die Standsicherheit eines Gebäudes beeinflussen.

In keinem Bereich des Bauwesens werden an die Stoffe und die Ausführung so hohe Anforderungen hinsichtlich der Eigen- und Fremdüberwachung gestellt wie im Bereich der Instandsetzung.

Für die Planung hingegen existieren keine Anforderungen. Das hat in der Vergangenheit dazu geführt, dass vielfach Planungen für Schutz und Instandsetzung nicht den Mindestanforderungen entsprechen haben. Die tatsächlich planenden Personen sind sich dabei der Verantwortung und der Haftung für ihre Tätigkeit vielfach gar nicht bewusst. Das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) hat das Ziel, mit seinen Zertifizierungs-Lehrgängen diesem Missstand zu begegnen.

Als Eingangsvoraussetzungen für den DPÜ-Lehrgang und
weiter auf Seite 17

TOS Prüf GmbH erstmals für Prüftätigkeiten anerkannt

Die Geschäftsstelle ist von Hamburg nach Rostock gezogen

Die Technische Organisation von Sachverständigen (TOS) hat vor wenigen Wochen die Re-Akkreditierung der TOS Prüf GmbH für den Bereich des Inverkehrbringens von Aufzügen bei der dafür zuständigen Zentralstelle der Länder für Sicherheitstechnik (ZLS) in München abgeschlossen.

Damit ist die Unternehmensstruktur der TOS Prüf GmbH mit freien Sachverständigen, die über einen Vertrag als Prüfer an die Überwachungsorganisation gebunden sind, erstmals für Prüftätigkeiten im gesetzlich geregelten Bereich anerkannt.

Diese erstmalige Anerkennung war mit sehr großem Aufwand verbunden, schafft aber die Voraussetzung dafür, die Akkreditierung als zugelassene Überwa-

chungsstelle (ZÜS) für die Tätigkeitsbereiche

- Aufzugsanlagen
- Druckgeräte und einfache Druckbehälter
- Ex-Anlagen und Anlagen für entzündliche, leicht entzündliche und hochentzündliche Flüssigkeiten zu erhalten.

Ziel der TOS ist, diese Anerkennung noch im 1. Halbjahr

2006 zu erhalten. Die Übertragung der Anerkennung als Überwachungsorganisation nach Wasserhaushaltsgesetz vom Zentrallabor auf die TOS Prüf GmbH wird von der zuständigen Anerkennungsbehörde sehr positiv gesehen und nach entsprechender Antragsstellung zügig bearbeitet.

Zur Erlangung weiterer Synergieeffekte ist auf Beschluss des TOS-Vorstandes die Geschäftsstelle der TOS am 1. März von Hamburg nach Rostock verlegt worden.

Dipl.-Ing. Reinhold Schoon
Geschäftsführer TOS Prüf GmbH

die Zertifizierung wurden das Bauingenieurstudium bzw. ein naturwissenschaftliches Studium sowie eine nachgewiesene mindestens fünfjährige praktische Erfahrung auf dem Gebiet des Schutzes und der Instandsetzung von Betonbauteilen festgelegt. Für den Personenkreis, der sich nach erfolgreicher Prüfung als Abschluss des Lehrganges anschließend qualifizieren und zertifizieren lassen will, gelten besondere Anforderungen an den Ausbildungsstand und die persönliche und berufliche Unabhängigkeit, die den Regeln für den Beratenden Ingenieur und seine Mitarbeiter folgen.

Planer müssen in ihrer Tätigkeit von Interessen Dritter unabhängig sein. Nur so kann das Vertrauen der Auftraggeber in eine neutrale, sachgerechte Arbeit zum Nutzen des Bauwerks gesichert werden. Darüber hinaus besteht für den zertifizierten sachkundigen Planer die Pflicht zur regelmäßigen Fortbildung.

Der Schwerpunkt der Ausbildung des DPÜ liegt auf der sachgerechten Durchführung der Planung von Instandsetzungen. Diese unterscheidet sich von den klassischen Neubauplanungen im Bauwesen wesentlich, weil dem eigentlichen Planungsprozess eine Bauwerksuntersuchung zur Zustandsabklärung vorangeht.

Breiten Raum nimmt außerdem die Planung der eigentlichen Maßnahmen selbst ein. Schwerpunkt ist die Durchführbarkeit geplanter Maßnahmen, da gerade dieser Punkt in der Realisierung von Ausführungen zu Problemen geführt hat.

Interessenten für weitere Lehrgänge können die Informationsunterlagen anfordern unter:
 DPÜ-Zertifizierstelle GmbH
 Ferdinandstraße 47
 20095 Hamburg
 Fax: 040/353565
 www.dpue.de

Internet-Adressen für alle Technischen Baubestimmungen

Niedersachsen:

http://cdl.niedersachsen.de/blob/images/C14520919_L20.pdf

Nordrhein-Westfalen:

http://www.bks-nrw.de/www/bks/technik/eingefuehrte_baubestimmungen/index.php?bks_Session=17a42dbe709cef1b2338362df8365904

Rheinland-Pfalz:

http://www.fm.rlp.de/Bauen/Baurecht_und_Bautechnik/Baurechtliche_Vorschriften_in_RheinlandPfalz

http://www.fm.rlp.de/Bauen/Baurecht_und_Bautechnik/Baurechtliche_Vorschriften_in_RheinlandPfalz/Hinweise_Vollzug_LBauO/fortschreibung_VV_Deckblatt.pdf

http://www.fm.rlp.de/Bauen/Baurecht_und_Bautechnik/Baurechtliche_Vorschriften_in_RheinlandPfalz/Hinweise_Vollzug_LBauO/technische_Baubestimmungen_2004.pdf

http://www.fm.rlp.de/Bauen/Baurecht_und_Bautechnik/Baurechtliche_Vorschriften_in_RheinlandPfalz/Hinweise_Vollzug_LBauO/fortschreibung_alle_anlagen_2004.pdf

Saarland:

<http://www.umwelt.saarland.de/medien/inhalt/MLTB2002.pdf>

Sachsen:

Bekanntmachung des Sächsischen Staatsministeriums des Innern über die Liste der eingeführten Technischen Baubestimmungen (LTB) SächsABl.SDr.4/05 S. S186

Sachsen-Anhalt:

<http://www.vpi-sa.de/content/etb-sa.pdf>

Schleswig-Holstein:

<http://sh.juris.de/buergerservice.html>

Thüringen:

http://www.thueringen.de/imperia/md/content/tmbv/staedteundwohnungbau/techn_baubestimmglinksep_04.pdf

Hinweise auf Unstimmigkeiten und Ergänzungen werden in der Geschäftsstelle gerne aufgenommen.

Tel: 040/3037950-0

Fax: 040/353565

info@bvpi.de

www.bvpi.de

Die Landesvereinigung Schleswig Holstein feiert ihr 55-jähriges Jubiläum

Gefeiert wird am 9. Juni im sanierten Eutiner Rittersaal

Die Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure in Schleswig-Holstein kann in diesem Jahr auf ihre 55-jährige Geschichte zurückblicken. Dieses Ereignis soll im Juni in Eutin gebührend gefeiert werden.

Nachdem die Suche in Altunterlagen zunächst eine Diskussion darüber ausgelöst hatte, welches Datum als Gründung anzunehmen und damit auch welches Jubiläum wann zu feiern sei, hat man sich auf den 9. Juni 2006 geeinigt, da im Sommer 1951 die erste Zusammenkunft der Prüfm Ingenieure stattfand. Der Eintritt in die Bundesvereinigung erfolgte 1955, die Eintragung ins Vereinsregister aber erst 1965, was vielleicht darauf hindeutet, dass bei den Prüfm Ingenieuren alles sorgfältig bedacht sein will.

Gefeiert werden soll in angemessenem Rahmen, nämlich im

Rittersaal des Schlosses Eutin, der nach seiner Grundsanierung dann gerade wieder neu eröffnet sein wird (und dessen Sanierung übrigens auch unter Beteiligung eines Prüfm Ingenieurs stattfand und die sich über die fast jubiläumsträchtige Zeit von 1989 bis 2006 hinzog). Gut Ding will eben Weile haben.

Nach dem Kollegen Walter Kieper, dem für die Mühen der Gründung und die sehr langjährige Führung der Vereinigung besonderer Dank gilt, und den Kollegen Heinz Scheele, Hajo Böger, Gerhard Böhme und Klaus Dom-

röse ist im sechsten Lebensjahrzehnt der Vereinigung nun auch der sechste Landesvorsitzende tätig.

Rückblickend kann man wohl sagen, dass die Kontinuität in der Verbandsarbeit sich bislang positiv auf die Arbeitserfolge ausgewirkt hat. Besonderen Dank möchte der Landesverband seinen berufspolitisch sehr aktiven Mitgliedern aussprechen, die sich intensiv in der Kammerarbeit und im VBI, aber auch in weiteren Vereinigungen wie VSVI, ARGE-SH u.a. engagieren.

Dr.-Ing. Joachim Scheele
Vorsitzender der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure in Schleswig-Holstein

Immer engere Kontakte zwischen EBA und BÜV

Die Zusammenarbeit zwischen dem Eisenbahn-Bundesamt (EBA) und den Arbeitskreisen im Bau-Überwachungsverein BÜV hat sich intensiviert.

Derzeit sind folgende Arbeitskreise mit Aufgaben vom EBA betraut worden:

- Lastannahmen und Grundlagen,
- Beton im Hoch-, Ingenieur-, Brücken- und Eisenbahnbrückenbau,
- Stahl im Hoch-, Ingenieur-, Brücken- und Eisenbahnbrückenbau,
- Verbundbau im Hoch-, Ingenieur-, Brücken- und Eisenbahnbrückenbau

- Tunnelbau und Geotechnik,
- Betoninstandsetzung.

Hauptaugenmerk wird derzeit auf die Bearbeitung der Module der Richtlinie 836 „Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke – planen, bauen, instand halten“ sowie auf verschiedene Module der Richtlinie 805 „Tragsicherheit Eisenbahnbrücken“ gelegt.

Der Arbeitskreis Tunnelbau und Geotechnik hat dabei in vier arbeitsintensiven Sitzungen umfassende Zuarbeit geleistet.

Die Stellungnahmen des BÜV zur Richtlinie 805 sind derzeit noch in Bearbeitung. Dabei sind die Arbeitskreise „Lastannahmen und Grundlagen“, „Beton im Hoch-, Ingenieur-, Brücken- und Eisenbahnbrückenbau“ und „Stahl im Hoch-, Ingenieur-, Brücken- und Eisenbahnbrückenbau“ mit der Betreuung der ihnen zugeordneten Kapitel eingebunden.

Der Arbeitskreis „Bauwerkinstandsetzung“ befasst sich mit einem konkreten Anwendungsfall mit CFK-Lamellen.

Darüber hinaus werden einige Technischen Mitteilungen und weitere Regelwerke hinsichtlich der Auswirkungen auf die Regelwerke der Bahn betrachtet.

Heinrich Bechert †

Kurz vor Ende des vergangenen Jahres ist „ganz still und ohne ein Wort“, wie es in der Traueranzeige stand, der langjährige Vorsitzende der Landesvereinigung Baden-Württemberg der Prüfingenieure und spätere Präsident und Ehrenpräsident der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Baustatik (BVPI), Professor Dr.-Ing. Heinrich Bechert, im Alter von 79 Jahren verstorben.

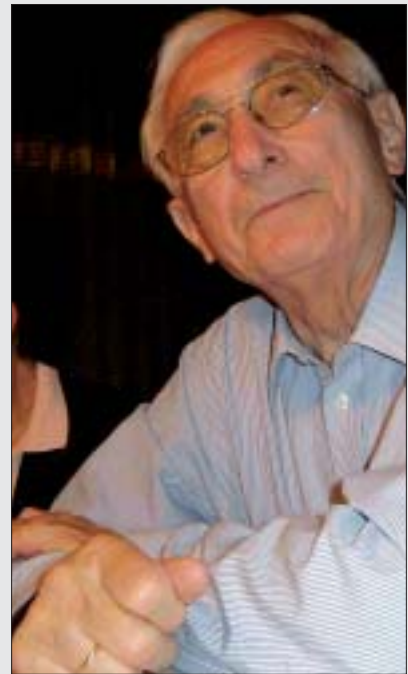
Heinrich Becherts Elternhaus stand in einem Dorf bei Hof an der Saale. Großvater und Vater waren Baumeister, insofern war eine gewisse Prägung für die spätere Berufswahl vorhanden. Nach Volksschule und Oberschule in Hof schrieb sich Heinrich Bechert 1948 an der TU Karlsruhe ein, zunächst aber – seinen Neigungen entsprechend – für das Studienfach Mathematik. Er kam dann aber über die angewandte Mathematik und die Mechanik zum konstruktiven Ingenieurbau und schloss das Studium des Bauingenieurs 1952 mit dem Diplom ab. Er blieb am Institut seines Lehrers Professor Fritz und wurde bereits 1954 mit einer Arbeit über räumlich gekrümmte Träger promoviert.

Ab 1960 widmete sich Bechert im eigenen Büro weiter der Planung von Brückenbauwerken. Über viele realisierte Sondervorschläge hat er die Einführung von Fertigteilen in die Königsdisziplin der Bauingenieure vorangetrieben. 1966 wurde Heinrich Bechert als Prüfingenieur für Baustatik anerkannt. Er wurde Mitglied der Landesvereinigung Baden-Württemberg und arbeitete im statisch konstruktiven Ausschuss mit, ab 1970 als dessen Vorsitzender. Bereits 1971 übertrugen die Mitglieder der Landesvereinigung Bechert das Amt des Landesvorsitzenden. Er blieb dies bis zum nächsten Schritt im Jahr 1982, als er zum 1. Vorsitzenden der Bundesvereinigung gewählt wurde.

In beiden Ämtern hat sich Professor Bechert große Verdienste um das Instrument der bautechni-

schen Prüfung und um die Bedeutung und das Ansehen der Prüfingenieure in der Öffentlichkeit erworben. Unter seiner und seines Vorstandskollegen Kurt Harrer Führung wurde die jährliche Arbeitstagung der Landesvereinigung in Freudenstadt zu einer hoch anerkannten Veranstaltung mit hervorragenden Referenten aus Forschung und Praxis, mit vielen Besuchern aus der damaligen Bundesrepublik, aber auch mit einem glanzvollen gesellschaftlichen Rahmen. Die in Baden-Württemberg eingeschlagene Linie hat er als Bundesvorsitzender konsequent fortgesetzt. Auch dort hat er die jährlichen Arbeitstagungen eingeführt und zu Veranstaltungen von hoher Bedeutung gemacht.

Bechert war ein vorausschauender Vorsitzender. Als Mitte der 1980er Jahre die ersten Auswirkungen einer langsam anschwellenden Deregulierungswelt sichtbar wurden, hat er unter dem Dach der Bundesvereinigung den BÜV als Bau-Beratungs- und Überwachungsverein gegründet. Der BÜV war als ein Instrument der Vorwärtsstrategie mit dem Ziel gedacht, die sich anbahnende Aushöhlung der hoheitlichen bautechnischen Prüfung auf privatrechtlicher Basis aufzufangen und für die Prüfingenieure neue Aufgabenfelder zu erschließen. Inzwischen hat sich der BÜV mit den Anlagenbauern der TOS zusammengesetzt und bietet allen Prüfingenieuren die Möglichkeit, modularartig und fachübergreifend ganzheitliche Prüfungen im Bauwesen zu akquirieren und durchzuführen.



Zur Tätigkeit von Professor Bechert gehörte ab 1977 auch ein Lehrauftrag an der Universität Karlsruhe über Massivbrücken. Er hat auch diese Aufgabe gern und ehrenamtlich übernommen. Es war ihm ein Bedürfnis, seine langjährigen Erfahrungen praxisgeprägt an die junge Generation weiterzugeben.

1990 schließlich zog sich Professor Bechert aus der Vorstandstätigkeit der Bundesvereinigung zurück und widmete sich wieder mehr den Belangen des eigenen Büros. Vom geliebten Beruf hat er sich indes nie ganz zurückgezogen, er war Bauingenieur mit Leib und Seele bis zuletzt.

Wir, seine Nachfolger in der Landes- und in der Bundesvereinigung und alle beratenden und prüfenden Ingenieure verneigen uns vor einem großen Ingenieur. Er hat sich um das Ansehen der Bauingenieure, insbesondere der Prüfingenieure und um die bautechnische Prüfung dauernde Verdienste erworben.

Dipl.-Ing. Josef Steiner
Ehrenvorsitzender der Landesvereinigung Baden-Württemberg

Sachsen-Anhalt führt den hoheitlichen Prüfingenieur wieder in das Baurecht ein

Die Änderung der Landesbauordnung leitet das Ende der Deregulierung ein

Am 15. März 2006 ist in Sachsen-Anhalt eine neue Landesbauordnung in Kraft getreten. Sie hat den hoheitlich tätigen und von der Bauaufsichtsbehörde beauftragten Prüfingenieur ins Baurecht zurückgeholt. Gleichzeitig sind mit der neuen LBO die alte BauPrüfVO, die alte BauG-VO, die BauVorIVO, die SV-VO und weitere baunebenrechtliche Vorschriften außer Kraft gesetzt worden.

Während die ersten drei Verordnungen durch neue Verordnungen ersetzt werden, ist eine Sachverständigenverordnung für Sachverständige für Standsicherheit nicht mehr notwendig und wird folglich hinfällig. Neu ist die Wiedereinführung der allein hoheitlich tätigen Prüfingenieure für Standsicherheit und die Neueinführung der ebenfalls allein hoheitlich tätigen Prüfingenieure für Brandschutz.

Hier hat sich die Landesvorsitzende mit anerkennenswerter Unterstützung ihres Landesvorstandes und auch in Nutzung der vielfältig zur Verfügung gestellten Erfahrungen der unteren Bauauf-

sichtsbehörden erst ganz zuletzt in einer kontrovers geführten Parlamentsdebatte Gehör verschaffen können. Die Anhörung vor dem Parlament wurde von ihr auch genutzt, um die Lage des gesamten Bauordnungsrechtes in Sachsen-Anhalt kritisch zu durchleuchten und dabei aus ihrer Erfahrung als ehemalige Amtsleiterin einer großen Bauordnungsbehörde mit Erteilung tausender Baugenehmigungen zu schöpfen. Schließlich ging es in der Debatte vor allem auch um die Abkehr von der Schlusspunkttheorie (Anmerk.: keine Rechtssicherheit der Baugenehmigung mehr) nach bayerischem Modell. Vor allem hier

wurde eine Abwendung von der allzu umfassenden, den Mittelstand schädigenden und nur dem Zeitgeist geschuldeten Deregulierungswelle vollzogen.

Hoheitlich geprüft werden nun wieder alle Sonderbauten und Gebäudeklasse 3 bis 4, Gebäude ab 400 Quadratmeter, geringere Gebäudeklassen und Gebäude kleiner als 400 Quadratmeter nach Kriterienkatalog.

Auch sonst sind einige Veränderungen eingetreten. Prüfsachverständige für Erd- und Grundbau sowie für technische Gebäudeausrüstung sind im Auftrag des Bauherrn prüfend tätig. Prüfingenieure und Prüfsachverständige können ihre Tätigkeit bis zum 70 Lebensjahr ausüben.

Dipl.-Ing. Undine Klein
Landesvorsitzende
VPI Sachsen-Anhalt

Schleswig Holstein erwartet eine neue Landesbauordnung

Mit der Arbeitsaufnahme der großen Koalition in Schleswig Holstein haben auch intensive Bemühungen zur Verwaltungsvereinfachung und Stelleneinsparung eingesetzt. Inwieweit die Arbeit der Prüfingenieure davon tangiert werden wird, steht noch nicht fest.

Insbesondere der Staatssekretär für Verwaltungsmodernisierung, Klaus Schlie (CDU), hat sich für die Verschlankung des Staates und neue Verwaltungsstrukturen eingesetzt. Dass seine Vorschläge nicht überall begrüßt wurden, versteht sich fast von selbst, müssen doch verschiedene kommunale Einrichtungen mit erheblichen Umwälzungen rechnen. Der Erfolg der geplanten Maßnahmen muss sich noch erweisen, wobei der Grundansatz, möglichst effektive Strukturen schaffen zu wollen, ja begrüßens-

wert ist. Ob und inwieweit sich die Prüfingenieure des Landes Sorgen wegen einer Gesetzgebung machen müssen, die einer weiter abnehmenden Bauqualität Vorschub leistet, oder aber ob sie sich demnächst über qualitätsverbessernde Maßnahmen freuen dürfen – das kann noch nicht abschließend gesagt werden, sind doch die Inhalte der im Rahmen der Verwaltungsüberprüfung überarbeiteten Landesbauordnung gerade erst in die unabhängige Expertenkommission eingebracht worden.

Zwei Dinge allerdings stimmen die Prüfingenieure des Landes nachdenklich. Dies ist einerseits die Zusage des Ministerpräsidenten aus dem letzten Landtagswahlkampf, eine Überarbeitung der LBO wäre nicht zu erwarten – da zeigt sich wieder einmal, dass die Einhaltung von Wahlversprechen der Politik häufig schwer fällt. Andererseits wünschen sich die Prüfingenieure wie auch alle anderen das Baugeschehen prägenden Verbände eine wesentlich frühzeitigere Einbindung in die Diskussion über die neue LBO.

Dr.-Ing. Joachim Scheele
Vorsitzender der Landesvereinigung der Prüfingenieure in Schleswig-Holstein

Das DPÜ modernisiert seine fachliche Gliederung

Ganzheitliche Prüfung und Überwachung in neuer Form

Aus ursprünglich 18 Fachbereichen wurden trotz gleichen Inhalts neun

Das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ), das mit dem Slogan „Qualitätskontrolle unter einem Dach“ ganzheitliche Prüfungen und Überwachungen am Bauproduktmarkt anbietet, hat seine bisherige Gliederung in 18 Fachbereiche mit gleichem Inhalt neu geordnet.

Als Dachorganisation freiberuflicher Sachverständigenorganisation mit fachübergreifender Ausrichtung, nämlich mit der Kompetenz der multidisziplinär ausgerichteten Mitglieder der Technischen Organisation von Sachverständigen (TOS) und des Bau-Überwachungsvereins (BÜV), bietet das DPÜ eine baubegleitende und unabhängige Kontrolle der Planung und der Ausführung im Sinne einer ganzheitlichen Prüfung und Überwachung. Dabei wird das 4-Augen-Prinzip der Prüfingenieure mit dem Ziel der Prävention anstelle der Schadensbehebung realisiert. Wie das unten stehende Organigramm zeigt, ist das Prüfangebot des DPÜ

ganzheitlich angelegt und umfasst neben der Bautechnik auch die gesamte Anlagentechnik. Die Auftraggeber können die Sachverständigen im DPÜ ganzheitlich oder nur für Teilbereiche zur Betreuung einschalten. Die Tätigkeit des Sachverständigen ersetzt nicht den Bauleiter, den unabhängigen Architekten oder den Beratenden Ingenieur. Der Prüfsachverständige wird vielmehr partnerschaftlich mit diesen zusammenwirken und bei der Umsetzung gesetzlicher Vorschriften und Allgemein anerkannter Regeln der Technik (AaRdT) unterstützen.

Aus heutiger Sicht schien es dem DPÜ angeraten, die umfang-

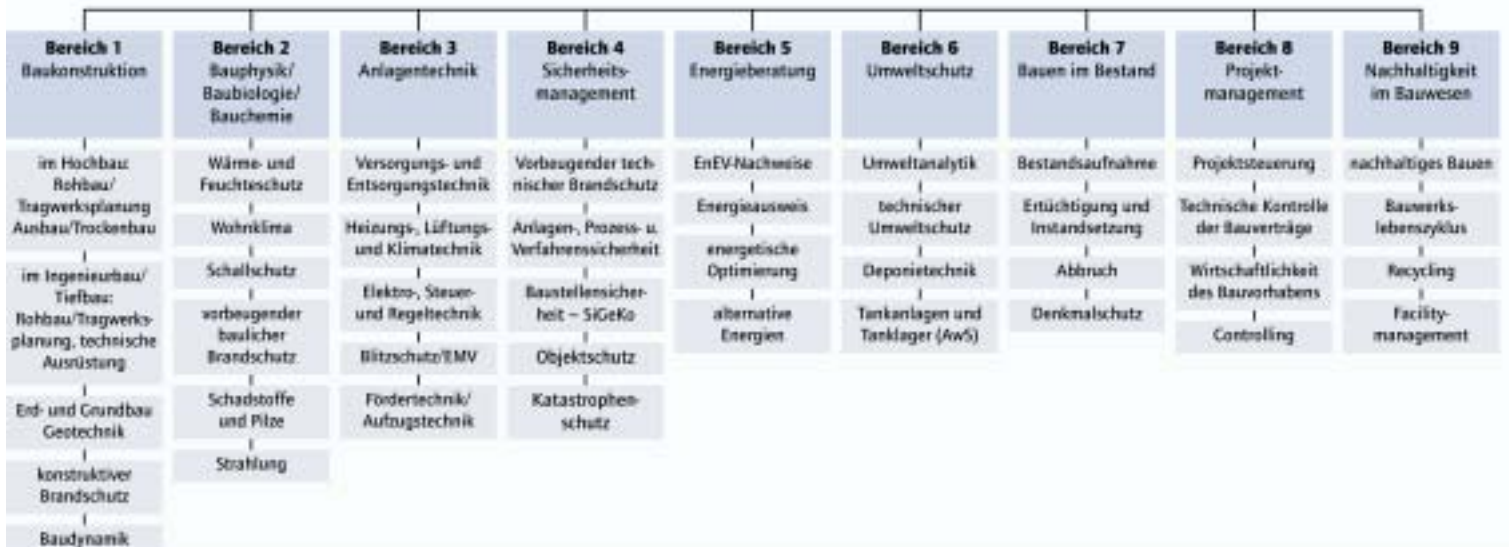
reiche Leistungspalette mit insgesamt neun Fachbereichen zu definieren:

- Baukonstruktion
- Bauphysik, Baubiologie, Bauchemie
- Anlagentechnik
- Sicherheitsmanagement
- Energieberatung
- Umweltschutz
- Bauen im Bestand
- Projektmanagement sowie
- Nachhaltigkeit im Bauwesen.

Diese Hauptbereiche wurden entsprechend dem Bedarf weiter detailliert und unterteilt. Das untenstehende Diagramm gibt diese Hauptbereiche mit ihrer Untergliederung wieder.

Die neuen Fachbereiche sind auf der Website des DPÜ ausführlich beschreiben und können unter www.dpue.de ► Leistungsbereiche heruntergeladen werden.

DPÜ-Fachbereiche



Die auftragsunabhängige Präqualifikation von Baufirmen hat begonnen

Die Deutsche Gesellschaft für Qualifizierung und Bewertung (DQB) hat die Präqualifikation von Baufirmen im VOB-Verfahren begonnen, die mit einem bauministeriellen Erlass im Januar 2006 eingeführt worden war. Damit haben jetzt alle Unternehmen des Bauhaupt- und des Baunebengewerbes die Möglichkeit, wesentliche Teile der Eignungsnachweise, die bislang gemäß VOB/A für jeden einzelnen öffentlichen Auftrag erbracht werden mussten, durch eine vorgelegte auftragsunabhängige Präqualifikation (PQ) zu erbringen.

In einem strengen Auswahlverfahren des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung (BBR) wurden insgesamt sechs unabhängige Präqualifikationsstellen zugelassen. Eine dieser zugelassenen Stellen ist die Deutsche

Gesellschaft für Qualifizierung und Bewertung mbH (DQB), die auf Initiative der Bauindustrieverbände Hessen, Thüringen, Bayern, und Nordrhein-Westfalen gegründet wurde und an der das Deutsche Institut für Prüfung und Überwa-

chung (DPÜ) Gesellschaftsanteile hält.

Die präqualifizierten Unternehmen werden in eine bundesweit einheitliche Internetliste eingetragen (www.dqb.info).

Die DQB hat als erste zugelassene Präqualifikationsstelle die Arbeit aufgenommen und ist seit etwa September 2005 aktiv. Die bisher guten Erfahrungen lassen die Frage zu, ob eine Übertragung dieser Methode auf die VOF-Verfahren für den Planungsbereich denkbar und praktikabel wäre.

VPI Niedersachsen erweitert Vorstand um zwei Mitglieder

Mit einem neuen Vorstand hat die Vereinigung der Prüffingenieure für Baustatik in Niedersachsen die Weichen auf Kontinuität und Verjüngung gestellt. Nicht nur die Nachfolge von Dr.-Ing. Günter Griebenow als Mitglied des Vorstandes der Vereinigung der Prüffingenieure für Baustatik in Niedersachsen war das Anliegen der Wahlen bei der Landesversammlung in Hannover. Zur Abstimmung stand auch eine Änderung der Satzung bezüglich der Zusammensetzung des Vorstandes.

Der bisherige – und neue – Vorstandsvorsitzende Dipl.-Ing. Hans-Ulrich Kammeyer hat in der Nachfolge von Prof. Dr.-Ing. Victor Rizkallah Anfang 2005 das Amt des Präsidenten der Ingenieurkammer Niedersachsen angetreten. Der damit verbundenen und wünschenswerten starken Vertretung der Prüffingenieure in der Kammer steht die erhöhte Arbeitsbelastung des Vorsitzenden gegenüber. Damit hier Entlastung möglich wird und auch zukünftigen, altersbedingten Entwicklungen entsprochen werden kann, war die Vergrößerung des Vorstandes von bisher drei auf bis zu fünf Mitglieder vorab im Vorstand diskutiert worden.

Eine Änderung der Satzung unter anderem in dieser Hinsicht wurde der Landesversammlung vorgeschlagen und ohne Gegenstimmen angenommen.

Ebenso wie Kammeyer als Vorsitzender wurde Dipl.-Ing. Frank Puller als Vertreter bestätigt. Gleichfalls ohne Gegenstimmen erfolgte die Wahl von Dipl.-Ing. Jörg Duensing, Prof. Dr.-Ing. Hans Kruse und Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke zu neuen Mitgliedern des Vorstandes.

Diese Besetzung erlaubt nun zum einen eine Arbeitsteilung, die dem neuen Kammerpräsidenten Kammeyer den erforder-

lichen Freiraum für die Arbeit in der Ingenieurkammer lässt. Zum anderen wird der Erfahrungsaustausch von neuen und alten Vorstandsmitgliedern auf eine breite Basis gestellt und dadurch ein reibungsloser Übergang der Zusammenarbeit mit der Bauaufsicht, den Kollegen und den Beratenden Ingenieuren in der Zukunft gefördert.

Damit ist auch das Anliegen von Griebenow umgesetzt, der mit seinem Verzicht auf eine erneute Kandidatur zur Verjüngung beitragen wollte.

Für seine rund 15-jährige engagierte Mitarbeit im Vorstand der Vereinigung der Prüffingenieure in Niedersachsen unter anderem als Technischer Korrespondent des Prüffingenieurs wurde Griebenow herzlich von der gesamten Landesversammlung gedankt.

Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke

Neu auf der Website des BÜV: die Checklisten für die Überwachung von Bauprodukten

Der Arbeitskreis „Überwachung von Bauprodukten“ des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) hat einen beachtlichen Fundus seiner „Checklisten zur Überwachung von Bauprodukten“ erarbeitet und veröffentlicht. Sie können jetzt vollständig auf der Website des BÜV heruntergeladen werden.

Die Checklisten des BÜV zur Überwachung verschiedener Bauprodukte sollen die Prüfm Ingenieure bei ihrer Überwachungstätigkeit auf der Baustelle unterstützen. In diesen Listen wird unter anderem herausgearbeitet, welche Besonderheiten bei den einzelnen Bauprodukten zu beachten sind, um die Qualität sowie die Verwendbarkeit und den richtigen Umgang der Bauprodukte auf der Baustelle zu gewährleisten. Dabei wird auf gültige Normen und Zulassungen Bezug genommen.

Mittlerweile sind Checklisten zu folgenden Themen erhältlich:

Beton, Dübel, Stahlkassettenprofile, Stahlsandwichelemente, Stahltrapez- und Stahlwellprofile, Betonstahlbewehrung, Stahlbau und Stahlverbundbau. Darüber hinaus sind Checklisten in Planung für: Baulager, Glasbau, Bewehrungselemente.

Anregungen für weitere Checklisten nimmt die Geschäftsstelle des Bau-Überwachungsvereins gerne entgegen. Die Checklisten wurden mit Vertretern verschiedener Verbände und Industriebereiche erstellt, die jeweils ihr spezielles Fachwissen über die einzelnen Bauprodukte zur Verfügung

stellten. Anlass für die Aufstellung der Checklisten waren vielfältige Erfahrungen mit Bauprodukten, die fehlerhaft waren und nicht den zu erfüllenden Anforderungen entsprachen. Oft sind diese Mängel nicht ohne weiteres ersichtlich.

Trotz aller gesetzlichen Vorschriften muss immer wieder festgestellt werden, dass Materialien eingesetzt werden, die nicht regelkonform sind.

Der BÜV empfiehlt deshalb den Prüfm Ingenieuren und Sachverständigen, die Checklisten auch den Bauleitern und Verantwortlichen auf der Baustelle zur Verfügung zu stellen.

Bau-Überwachungsverein
 Fax: 040/353565
 info@buev-ev.de
 www.buev-ev.de

Arbeitstagung der Bundesvereinigung vom 24. bis 26. September in Berlin

Die diesjährige Arbeitstagung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik wird vom 24. bis 26. September in Berlin stattfinden. Aufgrund der bisherigen Ergebnisse der vorbereitenden Arbeiten ist wiederum mit einem interessanten Fachprogramm und mit einer attraktiven Veranstaltung zu rechnen.

Obwohl das vollständige Programm der Arbeitstagung bei Redaktionsschluss dieser Ausgabe noch nicht feststand, weist die Bundesvereinigung schon jetzt vorsorglich auf den Termin im September 2006 hin. Für die Fachvorträge am Montag, dem 25. September, und am Dienstag, dem 26. September, stehen folgende Themenschwerpunkte fest:

- Deregulierung/Privatisierung im Bauordnungsrecht mit anschließender Podiumsdiskussion
- Katastrophenschutz
- Normen (u.a. DIN 1055)

Vor allem die Podiumsdiskussion dürfte angesichts der Konsequenzen aus dem Bad Reichenhaller Unglück und den Halleneinstürzen dieses Winters für die Prüfm Ingenieure und ihre Stellung im bauordnungsrechtlichen Rahmen von besonderer Bedeutung sein. Für den Festvortrag konnte Prof. Dr. Heinz-Otto Peitgen von der Universität Bremen gewonnen werden, den die langjährigen Mitglieder der Landesverbände der Prüfm Ingenieure aus dem Jahre 1996 in Baden-Baden in bester Erinnerung haben dürften, wo er instruktiv und trotzdem sehr un-

terhaltsam über die „Ordnung im Chaos“ und das „Chaos in der Ordnung“ referierte.

Der Landesabend wird veranstaltet im „TIPI, das Zelt am Kanzleramt“. Es liegt wenige Fußminuten vom Reichstag und vom Brandenburger Tor entfernt und inmitten des Tiergartens. Diese Zeltbühne steht für den Sonntagabend ausschließlich für die Prüfm Ingenieure mit ausgewählten Einlagen zur Verfügung.

Sobald das Tagungsprogramm endgültig steht, werden die Einladungen versandt mit der Bitte um eine möglichst rasche Anmeldung, da Berlin allgemein gut besucht ist und an unserem Wochenende auch noch der Berlinmarathon stattfinden wird.

Klänge zwischen Himmel und Erde

Eine lyrische Bilderreise durch die Kulturgeschichte der Glocke

Jedes Jahr schickt die Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik (BVPI) dem fachlichen Programm ihrer Arbeitstagungen einen Festvortrag voran, der – manchmal nur scheinbar – mit den Themen der Fachvorträge eigentlich gar nichts zu tun hat; die aber einen jeden Prüffingenieur vom Thema her interessieren, ja auch fesseln dürften. So auch bei der Arbeitstagung 2005 letzten Herbst in Fulda. Dort bimmelte, klingelte und läutete es zwei Stunden lang aus mehreren Lautsprechern, als der Glockeninspektor der Erzdiözese Freiburg, Diplom-Ingenieur Kurt Kramer, eine Reise durch die Kulturgeschichte der Glocke unternahm.

Dipl.-Ing. Kurt Kramer



studierte Architektur und Musik in Karlsruhe; er ist Glockensachverständiger des Erzbistums Freiburg und Vorsitzender des Beratungsausschusses für das Deutsche Glockenwesen, ein ökumenisches Gremium der EKD und der Deutschen Bischofskonferenz; Fernseh- und Hörfunksendungen u.a. in ARD, Phönix, 3SAT,

MDR, BR, SR, SWR, NDR, WDR, Deutschlandfunk, Deutschlandradio; Autor und Herausgeber zahlreicher Bücher, Publikationen und CDs; Weiterführende aktuelle Publikationen zu diesem Beitrag:

- Klänge zwischen Zeit und Ewigkeit – Großer Geschenkband mit CD (Butzon & Bercker, 2006),
- Wo Himmel und Erde sich berühren – DVD (Motette-Psallite gemeinsam mit Butzon & Bercker, 2006),
- Was Glocken uns verkünden – Kleiner Geschenkband mit Bronzeplakette (Butzon & Bercker, 2006),
- Die Glocke und Ihr Geläute – CD (Motette-Psallite 2004),
- Eine Reise durch Glockeneuropa – CD (Motette-Psallite, 1997).

*Fest gemauert in der Erden
Steht die Form aus Lehm gebrannt.
Heute muss die Glocke werden!
Frisch, Gesellen, seid zur Hand!
Von der Stirne heiß
Rinnen muss der Schweiß,
Soll das Werk den Meister loben;
Doch der Segen kommt von oben.*

*Zum Werke, das wir ernst bereiten,
Geziemt sich wohl ein ernstes Wort;
Wenn gute Reden sie begleiten,
Dann fliegt die Arbeit munter fort.
So lasst uns jetzt mit Fleiß betrachten,
Was durch die schwache Kraft entspringt;*

*Den schlechten Mann muss man verachten,
Der nie bedacht was er vollbringt.
Das ist's ja, was den Menschen zieret,
Und dazu ward ihm der Verstand,
Dass er im innern Herzen spüret,
Was er erschafft mit seiner Hand.*

*Was in des Dammes tiefer Grube
Die Hand mit Feuers Hilfe baut,
Hoch auf des Turmes Glockenstube,
Da wird es von uns zeugen laut.
Noch dauern wird's in späten Tagen
Und rühren vieler Menschen Ohr,
Und wird mit dem Betrübteten klagen
Und stimmen zu der Andacht Chor.*

*Noch dauern wird's in späten Tagen und
rühren vieler Menschen Ohr.*

Als Schiller aus diesen Versen seine „Glocke“ (Abb. 1) formte, als er mit einer Legierung aus Philosophie, Lebensweisheit und dahinfließender Lyrik seine Glocke goss, hatte dieses eiserne Musikinstrument schon 5000 Jahre Geschichte, und noch mehr Geschichten geschrieben. Im Jahre des 200. Todestages von Friedrich Schiller möchte ich Sie mitnehmen auf eine klingende, lyrische und prosaische Bilderreise rund um „Das Lied der Glocke“.

Als Schreiber der Festrede konnte ich den in diesen Tagen (Herbst 2005, d. Red.) vor 200 Jahren geborenen Dichter Hans Christian Andersen gewinnen. Zu Schillers 100. Geburtstag lässt er im Jahre 1859 dessen Leben mit märchenhaften Klängen „Der alten Kirchenglocke“ vorüberziehen:



Abb. 1: Schiller-Glocke Marbach-Concordia von 1859

Es war spät im Jahr, das Weinlaub hatte sich rot verfärbt, Regenschauer fielen herab; es war nicht eben die munterste Zeit für die Armen. Noch ein Kind würde der Herrgott ihnen bald bescheren. Da ertönte vom Kirchturm Glockenklang zu ihr herein, so tief, so festlich, es war eine Feierstunde, und der Ton der Glocke erfüllte die Betende mit Andacht und Glauben; und in derselben Stunde gebar sie ihren kleinen Sohn. Die Glocke im Turm schien ihre Freude über Stadt und Land hinauszuläuten und in ihre Bibel schrieben sie: „Gott schenkte uns am zehnten November 1759 einen Sohn. In der Taufe erhielt er den Namen „Johann Christoph Friedrich“.

Die Eltern zogen an einen anderen Ort. Beim ersten Besuch in Marbach hatte der Ort sich kaum verändert, es war ja auch nicht so sehr lange her, seit sie fortgezogen waren; nur auf dem Kirchhof waren neue Gräber hinzugekommen, und dort, ganz dicht an der Mauer, stand jetzt unten im Gras die alte Glocke, sie war von ihrer Höhe heruntergestürzt, hatte einen Riss bekommen und konnte nicht mehr läuten, eine neue war an ihre Stelle gekommen.

Von Andersens „Schillerndem“ Märchen werden wir später nochmals hören. Zunächst möchte ich mich, gemeinsam mit Ihnen, auf die Suche nach den Spuren jener Glocken begeben, deren Anfänge wir vor nunmehr 5000 Jahren in China vermuten dürfen.

Dort prägten die Lehren des großen Philosophen Konfuzius die Musikkultur Chinas seit 2500 Jahren. Für ihn reinigt Musik den Geist und hilft den Frieden sichern. Aufgabe jedes ersten Kaisers einer Dynastie und seines Justizministers war es, die richtige Tonhöhe herauszufinden um die Harmonie in Gemeinschaft und Kosmos zu bewahren. Diese Tonhöhe wurde mit einer gestimmten Glocke festgelegt. Sie gab im gesamten Kaiserreich den Ton an. Es sollte eine einheitliche Stimmung herrschen. Dem Orchester verhalf sie als „Stimmgabel“ zum rechten Ton. Sie war das tongebende Musikinstrument, war Signalgeber bei kultischen Handlungen. Ihr Durchmesser war das Maß der Länge, ihr Hohlraum für die Schütte

Hirse und Reis, wie wir aus den „Reden über die Staaten“ aus vorchristlicher Zeit erfahren. Und aus der Zeit um 1500 v.Chr. ist uns aus dem Buche der Urkunden in einem Gedicht die Glocke im Kreise der Musikinstrumente überliefert:

*Vor dem Saale im Hofe die Flöte ertönt
Mit der Trommel zusammen im Takt;
Sie fallen ein, sie hören auf.
Wenn die Klapper, die Rassel schnarrt
Pansflöten und Glocken mit ihrem Schall,
Sie wechseln mit dem Gesang.*

In Asien und im Land der Bibel hatten die Menschen die Glocke zu Ihrem Symbol der Harmonie erkoren (**Abb. 2**).

Denn wo die Harmonie ihren Klangteppich ausbreitete, dort konnte das Böse nicht eindringen, glaubte man fest. Dieser Gedanke wird an den von Glöckchen geschmückten Pagoden, der Sänfte des Kaisers und den Glocken am Eingang des Tempels sichtbar. Ihre Klänge galten als Bindeglied zwischen Himmel und Erde. Der Dichter Po-Chü-i reimt poetisch wie deutsche Romantiker:



Abb. 2: Die Schönheit, Japan 18. Jh.

In den Tälern des O-mei-Gebirges wandern ganz wenige. Als der Mond aufstieg über dem fahrbaren Palast, sah der Kaiser mit Kummer darauf. Als Regentropfen des Nachts die Glocken bewegten, gab es einen herzerbrechenden Klang ...“

Die Glöckchen wuchsen zu gewichtigen Instrumenten von 100 Tonnen Gewicht an, die im Tempel mit mächtiger Stimme buddhistische Mönche zum Gebet begleiteten. Schon der heilige und erste Mönch Tibets, Padmasambhava, der im 8. Jh. die erste und heute noch existierende Klosteranlage Tibets, das Samye-Kloster am Habori-Berg, erbaute, prophezeite:

Die ehernen Klänge der Glocken werden den Samen unserer Religion in alle Himmelsrichtungen austreuen.

Im Land der Bibel hatten dann zwölf kleine Glöckchen entscheidenden Anteil an der Sinnggebung und der Bedeutung der Glocke im Christentum. In den Ländern der Bibel sah man nicht nur am Rocksaum des Hohen Priesters Glöckchen. Der Vorhang



Abb. 3: Jan I. Sadeler, *Das Hohelied Salomonis-1590*

des Tempels war ebenso mit Glöckchen bestückt wie die Krone der Tora. Das Buch Sirach beschreibt die Glöckchen am Rocksaum des Hohen Priesterlichen Gewandes (Abb. 3) als eine Huldigung an den Hohepriester Aaron und seine glöckchenbehangenen Gewänder:

Gleich ihm erhöhte er einen Heiligen: Aaron aus dem Stamme Levi. Er kleidete ihn in Pracht und schmückte ihn mit herrlichen Gewändern: mit Beinkleidern, Leibrock und Obergewand. Dessen Saum verzierte er mit einem Glöckchen im Kreis und mit klingenden Granatäpfeln ringsum. Sie sollten bei seinen Schritten lieblichen Klang geben, damit er im Heiligtum zu hören war und sein Volk aufmerksam wurde.

Zwölf Glöckchen sollen es gewesen sein. Die Zahl 12 ist im Judentum die Zahl, die Himmel und Erde verbindet. Die Zahl der Welt, die 4, vervielfacht mit der Zahl des Göttlichen, der 3, ergibt die 12. Sie symbolisiert das, was man sich nicht an den zehn Fingern abzählen kann, das im wahrsten Sinne des Wortes Unbegreifliche. Sie war die Zahl des Vollkommenen, sie war die Zahl Israels. Zwölf Stämme hatte Israel, von zwölf Söhnen wird im Buch Genesis berichtet, Maria war gerade zwölf Jahre alt, als sie sich im Tempel aufhielt, berichtet uns Jakobus, und Jesus lehrte im Alter von zwölf Jahren im Tempel. Später rief er die zwölf Jünger zusammen und führte sie ins „Neue Israel“. Die Zwölf wird zur Verbindungszahl vom Alten hinüber ins Neue Testament.

Vom Land der Bibel traten die Glöckchen über die koptischen Mönchsgemeinschaften Ägyptens – dort schon etwas größer geworden – als ausgewachsene Glocke ihren Siegeszug durch das „Glocken-Europa“ an. Der symbolischen Vielfalt der Glocke kam in der Frühzeit des Christentums eine weit größere Bedeutung zu, als die Klangqualität dieser frühen Glocken im Augsburger Dom, oder auch die aus Eisenblech geschmiedeten Glocken dies erahnen lassen.

Lassen Sie uns nun gemeinsam einige Täler der Glocken bereisen, und gemeinsam mit Maurice Ravel ihre Spur verfolgen, die er in seiner Klaviersuite „La vallée des cloches, das Tal der Glocken“ so klangreich beschrieben hat.

Das Rheintal zählt sicher zu den glockenreichsten Tälern Europas. In Gedichten und Liedern wird der Rhein in hohen Tönen besungen. Eine der für mich schönsten Liebeserklärungen an den Rhein und die Stadt Köln und an das mächtige Domgeläute (Abb. 4) kommt aus der Feder der Lyrikerin Henriette Prey. Im Jahre 1924 schrieb sie in der „Die Goldene Harfe“:

Grünsilbern, von einem Rosenschimmer überhaucht, glitzern in der Morgenfrühe die Wellen des mächtigen Stromes, der hier in einem gewaltigen Bogen der Stadt zufließt.

Ein Glockenton zittert fern über das Wasser her: Der zarte Klang eines Klostersglöckleins, das an diesem Festtagsmorgen fromm den Angelus betet. Da schwingt eine zweite Glocke mit vollerem Jubelton hinein. Eine dritte, vierte nimmt den Klang auf. Tiefere, dunklere Glocken schlagen an.



Abb. 4: Der „Dicke Piter“, die große Kaiserglocke

Und nun ist plötzlich die ganze Stadt erwacht. Immer mehr Glocken fangen an, ihren Morgenpsalm zu singen. Von allen Türmen wogt ein feierliches Geläute: Laudate, Jubilate. Die ganze Luft ist erfüllt von Melodie und Klang und Harmonie. Und über die weite Wasserfläche wogen die Tonwellen zu mir her. – Die Stadt betet.

Vom Rheintal gleiten wir über das Wasser ins Tal der Themse. Dort ist das Change Ringing heimisch, eine Art Nationalsport, den wir Festländer wohl nie begreifen werden. Und ich gestehe freimütig ein: Je mehr ich mich mit dieser Art zu läuten vertraut gemacht habe, je größer wurde mein Nichtwissen um die tiefsten Erkenntnisse dieses Wechselläutens. Dorothy Sayers Kriminalroman „Der Glocken Schlag“ „The nine Tailors“, den Sie unbedingt lesen sollten, aber auch Händels wunderbare musikalische Inszenierung der Krönung von „King George II.“ im Jahre 1727 hat mich wenigstens einige Stufen auf die Turmeshöhen des Change Ringing emporschwingen lassen.

Von Englands „Change Ringing“ erreichen wir wieder sichereren Boden, zumindest glockenmusikalisch, und machen eine weite Reise nach Russland. Dort begegnen wir dem russisch-orthodoxen Glockenschlagen in der russischen Literatur und Musik in einer solchen Vielfalt, wie sonst nirgendwo in Europa. Der russische Dichter Michail Lermontow beschreibt Moskau zu Beginn des 19. Jahrhunderts:

„Wie das Meer, so hat Moskau seine eigene Stimme, stark, klangvoll tönend, heilig und fromm! Kaum erwacht der Tag, da erschallt von all seinen goldbehelmteten Glockentürmen die harmonische Hymne der Glocken, ähnlich einer wunderbaren, phantastischen Overtüre von Beethoven“.

Vier Jahrhunderte russischer Geschichte hat die Uglitsch-Glocke (Abb. 5) klingend oder schweigend begleitet. Durch die Ermordung des neunjährigen Dimitri im Jahre 1591, er war der jüngste Sohn von Iwan dem Schrecklichen, erlangte sie zweifelhaften Ruhm. Den neuen Zaren Boris Godunow sollte dieser nie geklärte Mord und der Klang dieser Glocke ein Leben lang verfolgen. Nach dem Tod des jungen Thronfolgers ging ein Aufschrei durch Uglitsch.

Der Küster, entsetzt von diesem Mord, hatte sich im Glockenturm eingeschlossen und Sturm geläutet, bis die Soldaten des Zaren die Türe zum Glockenturm aufbrachen und den „Glöckner“ mit der Glocke ins sibirische Tobolsk verbannten.

Für Alexander Puschkin und Modest Musorgski war dieses Ereignis der Stoff, aus dem sie die Oper Boris Godunow schufen. Zunächst wird der neue Zar



Abb. 5: Der Küster läutet Sturm mit der Glocke von Uglitsch

im Moskauer Neunjungfrauenkloster vom Volk und den Glocken stürmisch begrüßt. Die selben Glocken, die Zar Boris am Anfang der Oper zujubeln, werden für ihn zum Albtraum. Am Ende der Oper wird er von der Uglitsch-Glocke, Symbol für Unterdrückung und Mord, geradezu erdrückt. Die Glocke, die den längsten Abschnitt ihrer Geschichte in der Verbannung schweigen musste, wie viele Menschen dieses Landes, ließ sich nicht verbannen, nicht aus den Gedanken des Zaren und schon gar nicht aus den Herzen der Menschen.

Vom melancholischen Russland ins temperamentvolle Spanien, nach Sevilla. Im dortigen Dom pflegt man, wie fast in ganz Spanien, eine ganz eigenwillige Läutesitte, eine Mischung aus Glockenläuten, Glockenschlagen und Glockenrad. Eine abenteuerliche Läutesitte.

Vom spanischen Glockengeklingel zu Goethe ist es kein weiter Weg. Er hat sich mehr mit der Glocke beschäftigt als den meisten von uns bekannt ist. Fast gewinnt man den Eindruck, die Glocke habe ihn beschäftigt. In seinem Faust müssen sich sein Titelheld und Mephisto mehrfach mit der Glocke auseinandersetzen (Abb. 6). Da hören wir Fausts Dialog mit den Glocken, in dem sich seine Erinnerung und die Gegenwart unversöhnlich gegenüberstehen. Und Goethe lässt Faust philosophieren:

*Was sucht ihr, mächtig und gelind
Ihr Himmelstöne, mich am Staube?
Klingt dort umher, wo weiche Menschen sind.
Die Botschaft hör ich wohl,
allein mir fehlt der Glaube.
Dies Lied verkündete der Jugend muntre Spiele,
der Frühlingsfeier freies Glück;*



Abb. 6: Christoph von Sichem: *Mephistopheles und Faustus*, 1677

*Erinnerung hält mich nun mit kindlichem Gefühle
Vom letzten, ernsten Schritt zurück.
O tönet fort, ihr süßen Himmelslieder!
Die Träne quillt, die Erde hat mich wieder.*

Und am Ende des Dramas lässt sich der weltmächtige Faust von einem kleinen Glöckchen irritieren. Bei seinem Flächensanierungsprojekt stört ihn ein kleines Anwesen. Was hindert Faust noch daran, dort die beiden alten Menschen zu vertreiben? Aber ihr friedvolles Leben hat einen Schutzherren, von dem das Glöckchen kündet. Und der allmächtige Faust stemmt sich gegen diese von Kindheit an gekannten Töne:

*Verdammtes Läuten! Allzu schändlich,
Verwundets, wie ein tückischer Schuss.
Der Lindenbaum, die braune Baute,
Das morsche Kirchlein ist nicht mein.
So sind am härtesten wir gequält,
Im Reichtum fühlend, was uns fehlt.
Des Glöckchens Klang, der Linden Duft
Umfängt mich wie in Kirch' und Gruft,
Des allgewaltigen Willens Kür
Bricht sich an diesem Sande hier.
Wie schaff' ich mir es vom Gemüte!
Das Glöckchen läutet, und ich wüte.*

Nun möchte ich mich wieder unserem Jubilar zuwenden. Schiller hatte schon in frühester Jugend Gelegenheit, sich mit dem Glockengießen vertraut zu machen. Mit dem Sohn des Glockengießers Georg Friedrich Neubert besuchte er in Ludwigsburg gemeinsam die Lateinschule und hatte Gelegenheit, beim Glockengießen zuzuschauen. Neubert selbst war beim Glockengießer Tobias Schalch in Schaffhausen in die Lehre gegangen und hat die berühmte Münsterglocke gekannt. Er hat Schiller wohl von dieser Glocke erzählt.

Seine Kenntnisse über die Technik des Glockengusses entnahm Schiller der „Oekonomischen technischen Enzyklopädie“ von Krünitz, (Abb. 7), dem in dieser Art wohl bedeutendsten Werk seiner Zeit. Aus einem Brief Goethes vom Oktober 1797 erfahren wir dann von Schillers Problemen bei den Formarbeiten an seiner Glocke. Erst zwei Jahre später wird Schiller, hörbar erleichtert, über die Vollen- dung seiner Glocke berichten. Sie erscheint im Mu- senalmanach des Jahres 1800:

*Vivos voco – Mortuos plango – Fulgura frango –
„Die Lebenden rufe ich, Die Toten beklage ich, Die Blitz-
breche ich“*

stellt Schiller seiner Glocke als Motto voran. Diese lateinische Inschrift der Schaffhausener Münster- glocke, konnte Schiller ebenfalls bei Krünitz nachle- sen.

Von einer amüsanten Begegnung mit Schillers Glocke berichtet ein weiterer Jubilar dieses Jahres, Thomas Mann. Bei einem Badeaufenthalt in Tra- vemünde hörte er, von einem bekannten Schauspieler vorgetragen, im dortigen Kursaal „Das Lied von der Glocke“. Nach der Veranstaltung schrieb Thomas Mann in sein Tagebuch:

*„Der einzige im Saal, der Schillers Glocke nicht
kannte, war der rezitierende Schauspieler.“*

Schiller bekam nicht nur Zustimmung zur Glocke. August Wilhelm Schlegel spottet in Vers- form, dass der große Meister in seinem Lied von der Glocke das Wichtigste vergessen habe.

*Wir Küster, würd'ger Herr, sind hochofrenut,
Dass Sie so schön der Glocke Lob gesungen;*

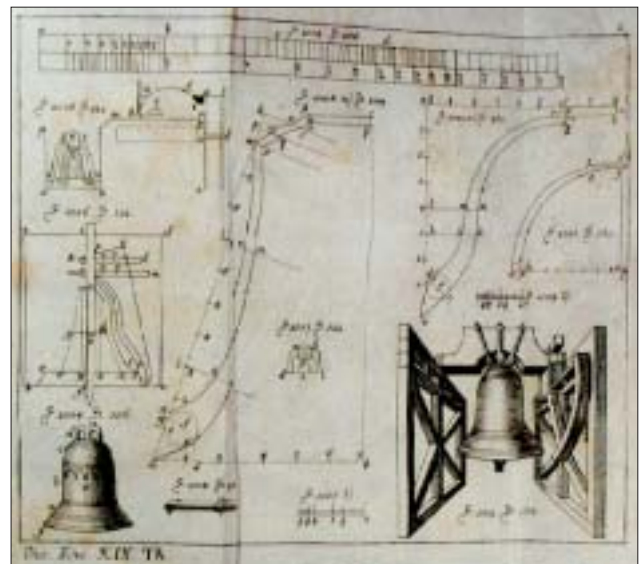


Abb. 7: *Glocken-Blatt* aus der *Enzyklopädie* von Krünitz 1788

*Es hat uns fast wie Festgeläut geklungen.
Nur haben Sie sich etwas weit zerstreut,
Und doch dabei den Hauptpunkt übergangen:
Die Klöpfel mein' ich, die darinnen hangen.
Denn ohne Zung' im Munde, mit Respekt
Zu sagen, müsste ja der Pfarrer selbst verstummen.
So, wenn kein Klöpfel in den Glocken steckt,
Wie sehr man auch am Seile zerrt und reckt,
Man bringt sie nicht zum Bimmeln oder Brummen.*

Und nichts hat man Schiller so übel genommen wie seine „züchtige Hausfrau“, über die Caroline Schlegel, Leiterin musischer Arbeitskreise der Jenaer Frühromantik, vor Lachen fast vom Stuhl gefallen wäre. Zum 100. Geburtstag von Schiller war dies alles vergessen. Selbst im fernen Chicago feierte man Schillers runden Geburtstag drei Tage lang. Schiller war in Amerika als Dichter von Freiheit und Gleichheit in hohen Ehren. In Europa waren die Zeiten noch nicht so weit.

Für Schiller hatte das späte 18. Jahrhundert einen Sieg für die Freiheit errungen: Die amerikanische Revolution war geglückt, und die Kolonien befreiten sich von der britischen Krone. Um so größer war seine Enttäuschung über den Verlauf der französischen Revolution, die er auch im Schauspiel Don Carlos niederschrieb. Das Volk ist auf die Freiheit nicht vorbereitet und die französische Republik wird in Anarchie und Chaos enden, zeigte sich Schiller überzeugt.

Zunächst aber hat die französische Nationalversammlung im August 1792 „Monsieur Giller“ zum Ehrenbürger der französischen Revolution erhoben. Schiller erfuhr von dieser Ehrung erst ein halbes Jahrzehnt später, „aus dem Reich der Toten,“ wie er feststellte. Denn alle Revolutionäre, welche die Urkunde unterschrieben hatten, waren längst der Guillotine zum Opfer gefallen. Nur wenige Monate nach dem die Revolutionäre den Dichter der „Glocke“ zu ihrem Ehrenbürger erhoben, vernichteten diese die von Schiller so hoch besungenen Glocken in einem bis dahin nicht gekannten Ausmaß.

250 Jahre zuvor waren die Glocken unter König Heinrich II. schon einmal in Gefahr. Auf Drängen seiner Mätresse Diane von Portiers erließ er eine Luxussteuer auf alle Glocken, um seinen und seiner Mätresse Luxus auf Schloss Chenonceau an der Loire zu finanzieren. Der Dichter Francois Rabelais kommentierte dies auf seine ganz eigene Art:

Excelence, Roi Henri, hat alle Glocken im ganzen Königreich einer einzigen Kuh um den Hals gehängt.

Bis zur Französischen Revolution läutete eine der schönsten Glocken Europas, die Emanuelle (**Abb. 8**), gemeinsam mit ihrer legendären Schwe-

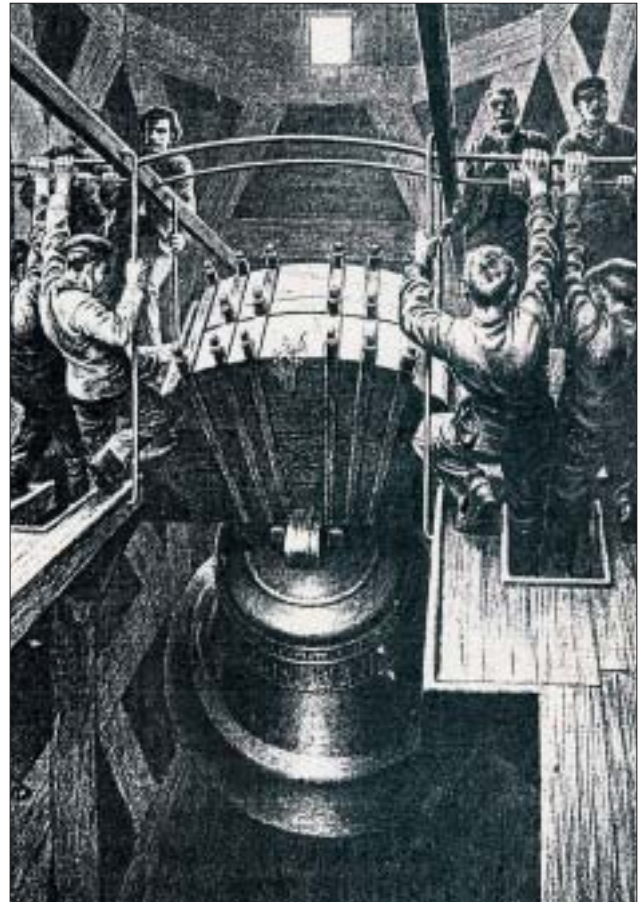


Abb. 8: Die Emmanuelle von Notre Dame in Paris mit Fußbrett geläutet

ster Marie in den Türmen von Notre Dame in Paris. Diese Revolution hat nicht nur 100.000 Glocken hinweggefegt, die Revolutionäre zerstörten die Marie mit einer eigens dafür gebauten Glockenzerstörungsmaschine. Acht Arbeiter waren sechs Wochen lang mit der Zerstörung der 1391 gegossenen Marienglocke beschäftigt. Wir verdanken Victor Hugo das Weiterklingen dieser Glocke durch seinen Roman „Notre Dame de Paris“.

Die Emmanuelle wurde noch gebraucht. Sie läutete, als man König Ludwig den XVI. zum Schaffot führte, und sie läutete für die Revolutionäre, als diese sich ins Reich der Toten verabschiedeten. Sie läutete für Napoleon, als er sich vor 200 Jahren zum Kaiser krönen ließ.

Napoleon war ein glühender Verehrer dieser Glocke. Und noch aus der Verbannung schrieb er: Auf Elba keine Glocken zu hören betrübe ihn sehr. Und ausgerechnet der glühende Verehrer der Glocken, hat die von den Revolutionären abgehängten 100.000 Glocken zu Kanonen umgießen lassen. Und selbst den Zar Kolokol, die mit über 200 Tonnen größte Glocke der Welt, wollte er nach Paris mitnehmen. Vor Moskau verlor er beim Klang aller Glocken der Stadt die entscheidende Schlacht gegen das russi-

sche Heer, wie uns Historiker berichten und wie Peter Iljitsch Tschaikowsky in seiner Ouvertüre 1812 klangvoll erzählt.

Wenige Tage nach dem Einmarsch der deutschen Wehrmacht in Polen im September 1939, dichtete ein 19jähriger Student Namens Karol Wojtyla sich seine Sorgen von der Seele.

Meine Glocke lag da. Sie wartete auf ihren Klang. Mir schlug das Herz in der Brust / mein Herz wartete in der Glocke.

In jenen Tagen waren Hitler und Stalin dabei, seine Heimat aufzuteilen. Panzer rasselten durch die Straßen Krakaus, SS-Rollkommandos durchstreiften Städte und Dörfer. Es war der Anfang vom Ende des alten Europa.

O bronzenes Haus! Ich werde dich auf den Zygmunturm hinaufziehen, du meine Glocke. Zusammen werden wir freier, zusammen wird uns leichter sein. Herr, ich bin der Diener deiner Diener, sagt Stephanus. Herr, ich bin die Glocke, ich bringe das Herz in Schwung. Es sollen die Glocken läuten, sie sollen läuten über dem Schicksal der Menschen. Herr, deine Hände sollen sie in Schwung bringen.

Weit über 150.000 Glocken haben auch die gefährigen Kriegsmaschinerien im Ersten und im Zweiten Weltkrieg verschlungen. Und die Nazis wollten uns gar ganz – fast ganz – von den lärmenden Ungetümen befreien. Denn nach dem Endsieg sollten



Abb. 9: Der Glockenfriedhof in Hamburg im 2. Weltkrieg.



Abb. 10: Die gesprungene Freiheitsglocke von Philadelphia (Amerika)

nach dem Willen der Nazis – und vor allem nach Hermann Görings Willen – nur noch zwölf Glocken über Deutschland läuten. Die Glocken wurden enteignet und auf Glockenfriedhöfe, vor allem auf dem Glockenfriedhof im Hamburger Hafen gelagert (Abb. 9). Nur wenige überlebten.

Als diese Glocken auf dem Glockenfriedhof in Hamburg auf ihre Sprengung und Verhüttung warteten, schrieb Dietrich Bonhoeffer, der „evangelische Heilige“, wie ihn der Ratsvorsitzende der EKD, Bischof Wolfgang Huber, 60 Jahre nach seiner Ermordung durch die Nazis nannte, im Juni 1944 als KZ-Häftling ins Tagebuch:

Ich will die Wende der Zeiten sehen, wenn leuchtende Zeichen am Nachthimmel stehen, neue Glocken über die Völker gehen und läuten und läuten ...

Glocken des Friedens und der Freiheit ließ Martin Luther King in seiner legendären Rede „I have a dream“ anklingen. Am Ende seines Traumes ruft er den Teilnehmern des Washingtoner Marsches zu (Abb. 10):

Ich habe einen Traum, dass eines Tages jedes Tal erhöht und jeder Hügel und Berg erniedrigt werden. Wenn wir die Glocken der Freiheit von jedem Dorf und jedem Weiler, von jedem Staat und jeder Stadt läuten lassen, werden wir den Tag schneller erleben, dass alle Kinder Gottes, Schwarz und Weiß, Juden und Christen, Protestanten und Katholiken Hände halten können und die Worte des alten Neger-Spirituals singen: „Endlich frei. Dank sei Gott, endlich frei“.

Lassen Sie mich am Ende unserer Reise durch die Geschichte der Glocke einige ganz eigenwillige Interpretationen des Glockenläutens hinzufügen.

Zunächst zwei tröstliche für Architekten und Ingenieure:

Da ist zum einen das große Tor von Kiew. Ein Stadttor, das nie gebaut wurde, dessen Entwürfe von dem in Russland beliebten Architekten und Maler Victor Hartmann stammen, wurde erst durch die Vertonung von Modest Mussorgsky weltbekannt. Ein Besuch der Gedenkausstellung seines früh verstorbenen Freundes inspirierte Mussorgsky zu den „Bildern einer Ausstellung“. Er geht mit Feuereifer ans Komponieren, und er schreibt:

„Victor Hartmann brodelte in mir wie seinerzeit Boris Godunow. Ich kann die Noten nicht rasch genug auf's Papier kritzeln. Ich komponiere zum Andenken an unseren teuren Victor.“

Das zweite Beispiel: Der Schiefe Turm von Pisa. Sie kennen seine Geschichte. Von Anfang an war er schief, die Richtung der Aufbauten wurde ständig geändert. Spätestens 1664 hatte er die Form, die Sie auf dem Bild (Abb. 11) sehen und spätestens seit dieser Zeit läuten seine Glocken im obersten Geschoss.

Was lernen wir aus diesen beiden Beispielen. Wenn eines ihrer Projekte schon nicht gebaut wird, suchen Sie sich einen guten Komponisten, der ihre Entwürfe berühmt macht.

Und wenn das Projekt gebaut wird und einiges schief geht, sorgen Sie dafür, dass es so schief geht wie in Pisa und zur Touristenattraktion wird.

In einem kurzen Gedicht beschäftigt sich Erich Kästner auf seine ganz unnachahmliche Art mit der Bedeutung der Glocke:

*Wenn im Turm die Glocken läuten,
kann das vielerlei bedeuten.
Erstens: Dass ein Festtag ist.
Dann: Dass du geboren bist.
Drittens: Dass dich jemand liebt.
Viertens: Dass dich's nicht mehr gibt.
Kurz und gut, das Glockenläuten
Hat nur wenig zu bedeuten.*

Eines meiner Lieblingsgedichte ist die „Glockentönnin BIM“ von Christian Morgenstern. BIM inspirierte Paul Klee zu einer bewegten, fast dahingehauchten Tuschezeichnung (Abb. 12). Man sieht förmlich die Flüchtigkeit, das Verhalten des Nachklanges, der Glockentönnin. Und der Jazzkomponist Lionel Hampton hat eine sehr fröhliche Version der Glockentönnin BIM komponiert und interpretiert. Seine Klangbilder lassen die Glocken tanzen. Drei große Meister, ein Thema:

*Bim – Bam – Bum
Ein Glockenton fliegt durch die Nacht,*

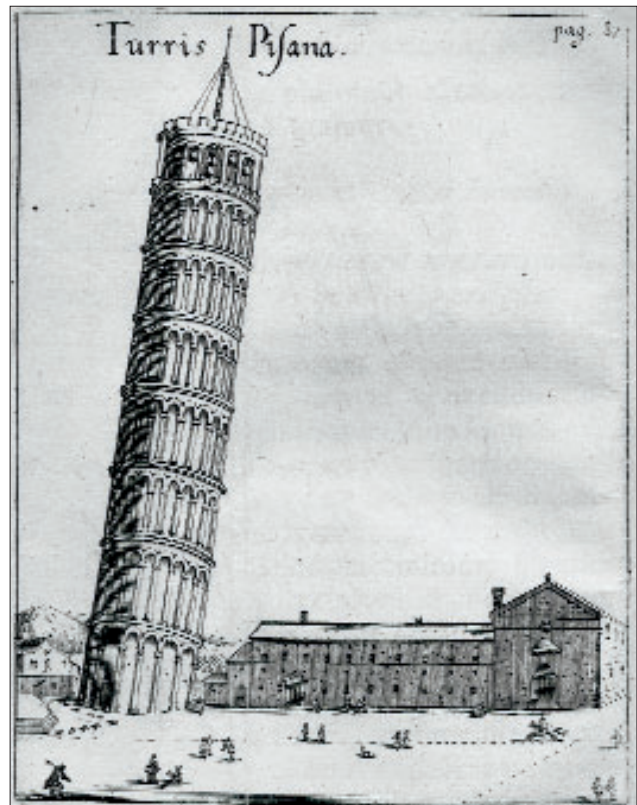


Abb. 11: Aus „De Tintinnabulis“, der Schiefe Turm von Pisa, um 1664

*als hätt' er Vogelflügel,
er fliegt in römischer Kirchentracht
wohl über Tal und Hügel.
Er sucht die Glockentönnin BIM,
die ihm vorausgeflogen;
d.h. die Sache ist sehr schlimm,
sie hat ihn nämlich betrogen.
„O komm“, so ruft er, „komm, dein BAM
erwartet dich voll Schmerzen.
Komm wieder, BIM, geliebtes Lamm,
dein BAM liebt dich von Herzen!“
Doch BIM, dass ihr's nur alle wisst,
hat sich dem BUM ergeben;
der ist zwar auch ein guter Christ,
allein das ist es eben.
Der BAM fliegt weiter durch die Nacht
Wohl über Wald und Lichtung.
Doch, ach, er fliegt umsonst! Das macht,
er fliegt in falscher Richtung.*

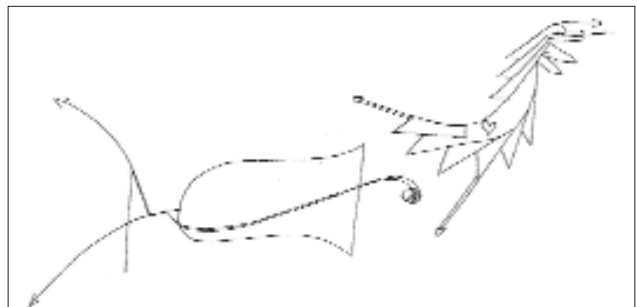


Abb. 12: Glockentönnin Bim, Paul Klee

Nun wollen wir unsere Reise rund um „Das Lied der Glocke“ mit Hans Christian Andersen, mit dem wir die Reise begonnen hatten, zu Ende führen.

Er erzählte uns, wie Schiller von der Marbacher Kirchenglocke in dieser Welt begrüßt wurde, dass sie vom Kirchturm gefallen und zerbrochen sei:

Und das Erz der alten Kirchenglocke floss glühend in die Form. Ja, niemand dachte noch an deren Heimat und ihr erstorbenes Klingen, die Glocke floss mit in die Form und bildete Kopf und Brust der Statue, so wie sie heute in Stuttgart vor dem alten Schloss steht. Er, der Knabe aus Marbach, Schüler der Karlsschule, Deutschlands großer, unsterblicher Dichter.

Es war gerade hundert Jahre her seit jenem Tag, da die Glocke im Turm zu Marbach Freude und Trost für die Mutter läutete, arm im ärmlichen Haus, dereinst ein reicher Mann. Er, der Sänger des Großen und Herrlichen, Johann Christoph Friedrich Schiller.

60 Jahre nach Kriegsende (**Abb. 13**) und 200 Jahre nach Schillers Tod scheint sein Lied von der Glocke zu verklingen. Sie werden heute von vielen Lärmquellen mühelos übertönt und vom Alltagsstress, vom Handyklingeln und von Autoradiobässen geplagte Bürger klagen gegen die Glocken, weil sie sich in ihrer Zeiteinteilung gestört fühlen. Aber immer wenn wir Menschen der Glocke zum Läuten Gelegenheit gaben, fanden ihre Klänge Widerhall in den Weiten des Alls und trugen als „Stimme von Oben“ täglich eine neue Botschaft in die Welt.

Wenn wir uns ihren Klängen öffnen, erinnert sie von Zeit zu Zeit, Schlag für Schlag, Gedanken an Unvergängliches zu verschwenden, an Dinge, die nicht an den zehn Fingern unsere Hände abzählbar sind.

Deshalb ist die Glocke auch heute unverzichtbares Bindeglied zwischen Vergänglichem und Ewigem, zwischen dem Ich und der Gemeinschaft.

Und diese Botschaft verkündet Schillers Lied der Glocke auch 200 Jahre nach seinem Tod.

*Und dies sei fortan ihr Beruf,
Wozu der Meister sie erschuf:
Hoch überm niedern Erdenleben
Soll sie im blauen Himmelszelt,
Die Nachbarin des Donners, schweben
Und grenzen an die Sternenwelt.
Soll eine Stimme sein von oben,
Wie der Gestirne helle Schar,
Die ihren Schöpfer wandelnd loben
Und führen das bekränzte Jahr.
Nur ewigen und ernstesten Dingen
Sei ihr metallner Mund geweiht,
Und stündlich mit den schnellen Schwingen
Berühr' im Fluge sie die Zeit.
Dem Schicksal leihe sie die Zunge;*

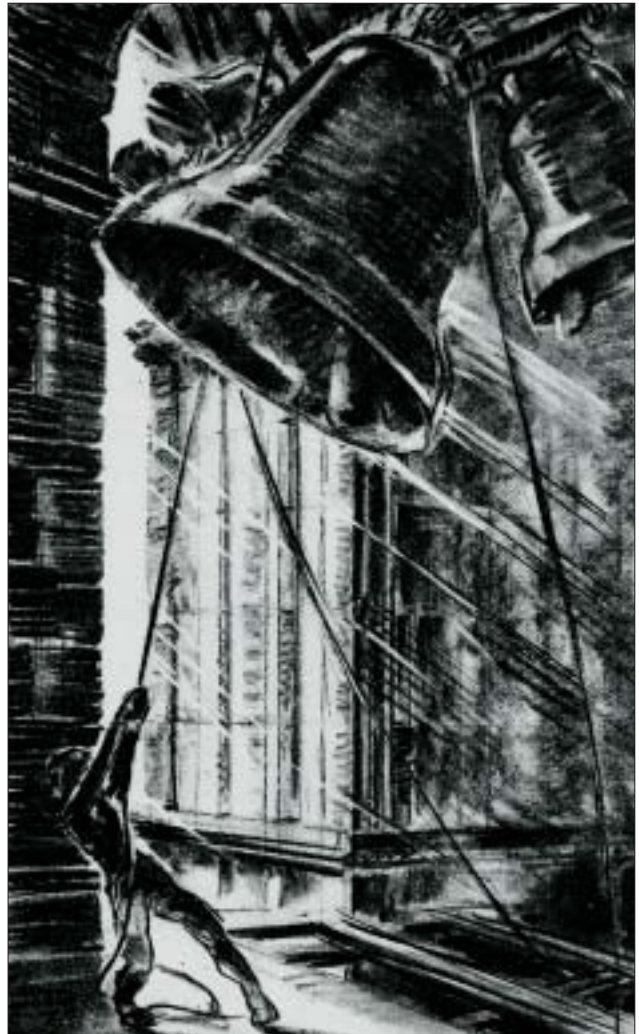


Abb. 13: Glockenläuten. R. Busoni, um 1938

*Selbst herzlos, ohne Mitgefühl,
Begleite sie mit ihrem Schwunge
Des Lebens wechselvolles Spiel.
Und wie der Klang im Ohr vergehet,
Der mächtig tönend ihr entschallt,
So lehre sie, dass nichts besteht,
Dass alles Irdische verhallt.
Jetzo mit der Kraft des Stranges
Wiegt die Glock' mir aus der Gruft,
Dass sie in das Reich des Klanges
Steige, in die Himmelsluft!
Ziehet, ziehet, hebt!
Sie bewegt sich, schwebt.
Freude dieser Stadt bedeute,
Friede sei ihr erst Geläute.*



Verhalten und Instandsetzung von Läuteanlagen und Glockentürmen

Schon kleine Veränderungen können als sanierende Maßnahme kostengünstig erfolgreich sein

Glockentürme und Läuteanlagen sind schwingungstechnisch recht anspruchsvolle Objekte ingenieurpraktischer Sanierungsaufgaben. Trotzdem sollte der Ingenieur, wie im nachfolgenden Beitrag anschaulich gezeigt wird, nicht in erster Linie mit Hightech-Software an solche Aufgaben herangehen, sondern mit gesundem ingenieurwissenschaftlich gebildetem Menschenverstand. Die Erfahrung lehrt nämlich, dass mit geringen Veränderungen am Geläute oftmals große reparaturrelevante Ergebnisse erzielt werden können.

Dipl.-Ing. Josef Steiner



Partner der Ingenieurgruppe Bauen (Karlsruhe, Mannheim, Berlin), Beratender Ingenieur VBI, Prüfingenieur VPI, Sachverständiger nach der Verordnung für Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (VAwS).

1 Einführung

Glocken wurden ursprünglich an einfachen Balken aufgehängt und durch Anschlagen oder durch Bewegungen des Klöppels zum Klingen gebracht (**Abb. 1**). Als man vor etwa 1000 Jahren dazu überging, Glocken an drehbar gelagerten Balken (Jochen) auf-



Abb. 1: Ursprüngliche Glockenaufhängung: ein einfacher Balken.

zuhängen und ihren Klang durch pendelartige Schwingungen und durch den regelmäßigen Anschlag des ebenfalls beweglich aufgehängten Klöppels zu entfalten, wurde aus dem statischen ein dynamisches Problem.

Im Kampf gegen die Lagerreibung [1] führte die Erfindung des Kugellagers im 19. Jahrhundert zur heute üblichen Lösung der Jochauflagerung (**Abb. 2**).

Elektrische Läutemaschinen sorgen dafür, dass Glocken pendelnd aus der Ruhelage angehoben werden. Nach dem Einschwingen wird durch die Läutemaschine impulsartig nur die Energie zugeführt, die



Abb. 2: Heute übliche Glockenauflagerung: Kugellager

durch Lagerreibung und andere Widerstände vernichtet wird und zur Aufrechterhaltung eines periodischen Schwingungsvorgangs mit konstantem Ausschwingwinkel erforderlich ist.

Physikalisch gesehen stellen die läutenden Glocken gleichmäßig schwingende Pendel dar, die an ihren Auflagerungen periodisch veränderliche Lagerkräfte hervorrufen. Im wesentlichen sind es die horizontal gerichteten Komponenten dieser Lagerkräfte, die zu einer rhythmischen Beanspruchung und Auslenkung der in der Regel über das Fundament auskragenden Türme führen. Aus der Größe dieser Auslenkungen (Amplituden) kann auf die Biegemomente und auf die Bauteil- und Baustoffbeanspruchung geschlossen werden. Da es sich um regelmäßig wiederkehrende, dynamische Kräfte handelt, muss bei der Festlegung der Beanspruchbarkeit der Abfall der Materialfestigkeit infolge Ermüdung beachtet werden.

Bis in die 60iger Jahre des letzten Jahrhunderts hinein wurden bei der Bemessung von Türmen keine dynamischen Berechnungen im heute üblichen Sinne angefertigt. Die dynamische Vergrößerung der Lagerkräfte wurde lediglich durch pauschale Vergrößerungsfaktoren bis zu $\nu \approx 3,0 - 5,0$ gegenüber dem ruhenden Glockengewicht berücksichtigt.

Das tatsächliche Schwingverhalten eines Turms, ausgedrückt durch seine Eigenschwingzahl und die Abstimmung zu den Glockenteilschwingzahlen, wurde meist nicht untersucht.

Die zunehmende Verwendung von Stahlbeton führte vor allem in der Nachkriegszeit, als viele neue Glockentürme gebaut wurden, zu immer schlankeren Konstruktionen mit größerer Schwingungsanfälligkeit gegenüber den schweren, gemauerten Türmen mit tiefliegendem Massenschwerpunkt aus früheren Zeiten.

Dennoch weisen viele alte Türme progressiv zunehmende Schäden auf, manchmal nach langen Jahren befriedigenden Läutebetriebs. Die Ursache dafür ist oft die Veränderung, in der Regel eine Vergrößerung des Geläutes. Die Folgen zeigen sich vielfach an Rissen durch Überschreitung der Festigkeit des Turmmauerwerks und in einer Beeinträchtigung bzw. im Verlust einer zuvor kraftschlüssigen Einbindung in steifere Bauteile, z.B. in die Giebelwand eines Kirchenschiffs.

Viele Versuche, Problemen durch bauliche Veränderungen zu begegnen, sind in der Vergangenheit fehl geschlagen. Solche Maßnahmen sind meist aufwendig und teuer, bringen im allgemeinen zusätzliche Masse in die Türme ein und bedürfen einer äußerst sorgfältigen Dimensionierung, damit dyna-

misch daraus keine Fehlschläge werden. Bauliche Maßnahmen sind nur dann in Erwägung zu ziehen, wenn gleichzeitig typische Stahlbetonschäden infolge Baustahlkorrosion behoben werden sollen oder wenn sich z.B. die Gründung als nicht ausreichend tragfähig erweist.

Sinnvolle Maßnahmen zur Reduzierung der Amplituden schwingender Türme müssen an der Wurzel ansetzen. Dies sind bei schwingenden Türmen die Glocken einschließlich ihrer Aufhängung.

2 Das Pendel Glocke, der Einfluss des Jochs

2.1 Grundlagen

Eine schwingende Glocke ist ein physikalisches Pendel, seine dynamischen Eigenschaften hängen ab von

- der Glockenmasse einschließlich der Masse des Jochs,
- der Massenverteilung und damit
- der Lage des Glockenschwerpunkts,
- dem Abstand zwischen Glockenschwerpunkt und Jochachse,
- dem Ausschwingwinkel.

Veränderungen der dynamischen Eigenschaften, also z.B. der Anschlagzahlen, sind grundsätzlich nur durch Veränderung eines oder mehrerer der genannten Parameter möglich. Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass immer nur die durch Reibung aufgezehrte Energie zugeführt wird, kann man die Schwingung einer Glocke als eine freie Schwingung ohne Dämpfung bezeichnen.

Während die Amplituden oder die Lagerkräfte von Pendeln mit kleinen Ausschlägen bis zu ca. 10° als harmonische Schwingungen mit Hilfe von Sinuskurven aufgezeichnet werden können, ist dies wegen der großen Ausschläge schwingender Glocken nicht mehr möglich. Die Ausschwingwinkel gegenüber der Lotrechten liegen in Abhängigkeit von den genannten Parametern i.d.R. zwischen 40° und 90° . Angaben dazu enthalten DIN 4178 [2] und [3].

Veränderungen von Glockenanschlagzahlen und von Lagerkräften können, wie bereits erwähnt, nur durch Veränderungen am Gesamtsystem vorgenommen werden. Dafür stehen im wesentlichen folgende Möglichkeiten zur Verfügung:

- Die Aufhängung der Glocke am gekröpften Joch,
- die Veränderung des Lätewinkels,
- die Veränderung der Massenverhältnisse durch überschwere Joche

2.2 Aufhängung der Glocke am gekröpften Joch

Durch Kröpfung verringert sich der Abstand zwischen Glockenschwerpunkt und Jochlagerachse. Gleichzeitig verringern sich Massenträgheitsmoment und Lagerkräfte, während die Anschlagzahlen im üblichen Kröpfbereich zunächst ansteigen (Abb. 3 aus [3]). Würde das Kröpfmaß soweit gesteigert, dass Glockenschwerpunkt und theoretische Jochachse zusammenfallen, so ergäbe sich eine widerstandslose Drehbewegung.

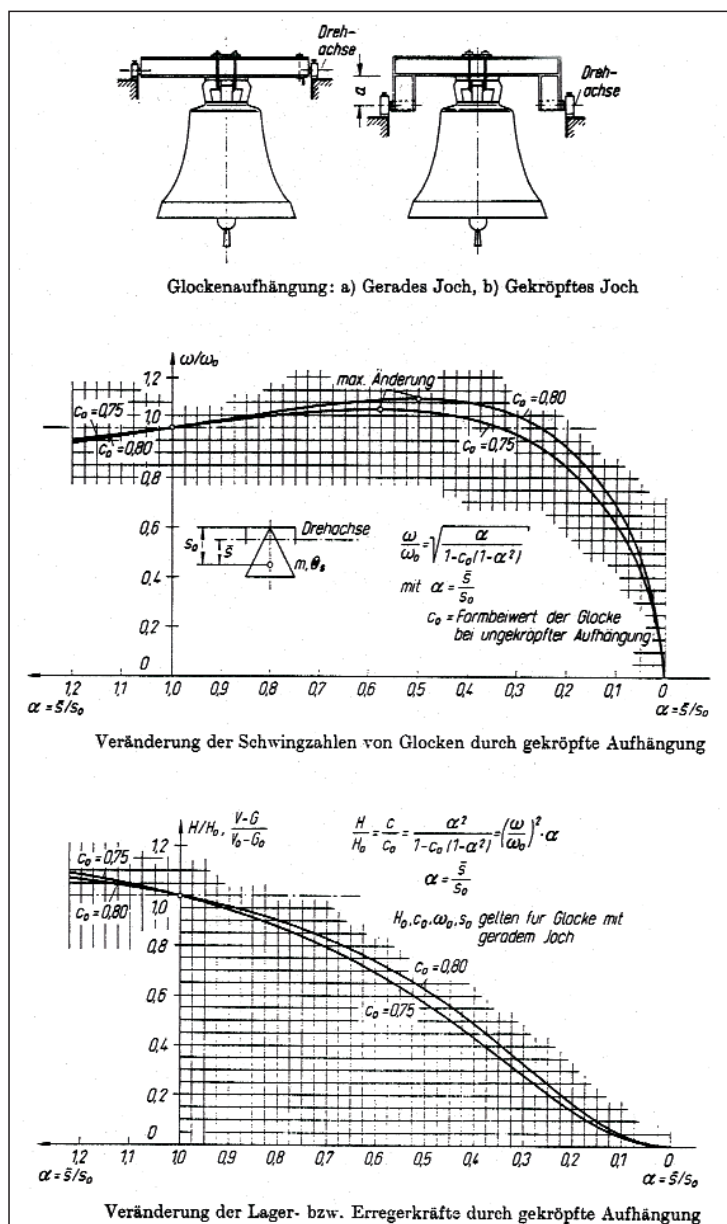


Abb. 3: Gekröpfte Aufhängung, aus [3]

Dass Kröpfung die Auflagerreaktionen günstig beeinflusst und zur Entlastung der Glockentürme beitragen kann, wurde bereits frühzeitig erkannt.

Beim nachträglichen Einbau großer Glocken in vorhandene Türme war die Jochkröpfung oft unumgänglich, weil der Platzbedarf für normal aufgehängte Glocken in den engen Glockenstuben nicht vorhanden war.

Zu beachten ist immer, dass Änderungen mit positiven Ansätzen negative Nebenwirkungen haben können. Dies ist z.B. der Fall, wenn Kröpfung angewendet wird mit der Absicht, die Lagerkräfte zu verringern, jedoch nicht darauf geachtet wird, dass die damit verbundene Vergrößerung der Anschlagzahl zur Verringerung des Resonanzabstandes und damit zu vergrößerten Turmausschlägen führen kann.

Musikalisch haben gekröpft aufgehängte Glocken erhebliche Nachteile. Sie neigen zum „Bimmeln“ und entfalten einen wesentlich weniger vollen Klang als Glocken am geraden Joch. Gekröpfte Aufhängung ist aus musikalischen Gründen abzulehnen, sofern dies mit der vorhandenen Größe einer Glockenstube vereinbar ist. Mehr als die Kröpfung um die Kronenhöhe der Glocke ist in jedem Fall zu vermeiden.

2.3 Veränderung des Lätewinkels

Die Veränderung des Lätewinkels wirkt sich im wesentlichen auf die Größe der Lagerkräfte und auf die Anschlagzahl einer Glocke aus. Im günstigsten Fall kann eine Reduzierung des Lätewinkels um 10° eine Verkleinerung der Lagerkräfte um 20 % bewirken (Abb. 4). Der Einfluss auf die Anschlagzahlen liegt für die üblichen Lätewinkel bei ca. 5 %, so dass mit dieser Maßnahme in bestimmten Fällen ein Resonanzzustand behoben werden kann und auch die Erregerkräfte wirksam verringert werden können.

2.4 Beeinflussung der Massenverhältnisse durch überschwere Joche

Wenn Glocken an geraden Jochbalken aufgehängt sind, können die Anschlagzahlen und die Reaktionskräfte an den Lagern durch die Einbeziehung des Jochgewichts oberhalb der Drehachse und seine Verteilung beeinflusst werden. Für den Einsatz dieses Mittels zur Frequenzverstimmung von Glocken eignen sich vor allem Holzjoche. Sie haben gegenüber Stahljochen den grundsätzlichen, materialbedingten Vorteil einer wesentlich weiche-

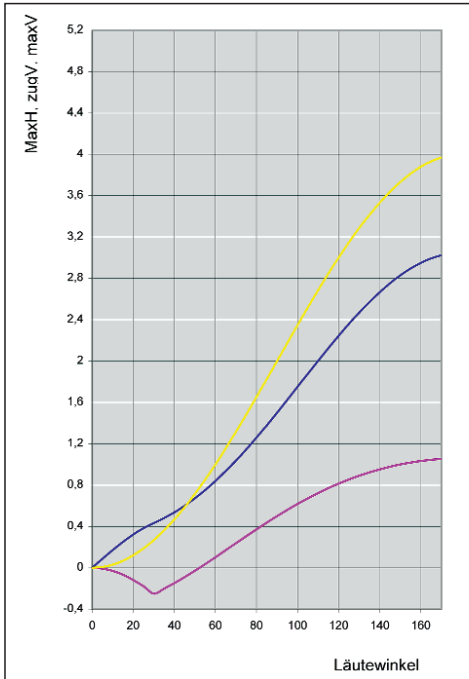


Abb. 4: Einfluss des Läutewinkels auf die Lagerkräfte [2] [3]

ren Klangentfaltung. Sie haben aber auch ästhetische und technische Vorzüge. Holzjoche sollten niemals nüchterne, gerade Balken sein. Es gibt wunderschön gestaltete historische Holzjoche, die seit Jahrhunderten ihren Dienst tun und nicht nur ausreichende Stabilität, sondern auch eine hervorragende Dauerhaftigkeit gezeigt haben. Demgegenüber haben die in der Nachkriegszeit meistens eingebauten Stahljoche, in der Regel aus zwei U-Profilen zusammengeschweißt, erhebliche Nachteile. Nicht nur Korrosionsschäden wegen unterbliebener Wartung, sondern auch eine Reihe von Brüchen durch Materialermüdung an Kerbstellen waren in den letzten Jahren oft Anlass zum Ersatz von Stahljochen durch solche aus Holz.

Der kronenartige Aufsatz von Holzjochen ist nicht nur gestalterisches Mittel. Durch Variation seiner Höhe und durch gezieltes Zufügen von Zusatzmassen aus Stahlplatten können die Massenverhältnisse am Gesamtsystem Glocke/Joch verändert werden. Mit Hilfe solcher „überschwerer Joche“ kann z.B. eine Verringerung der Anschlagzahlen bis zu 15 % ohne musikalische Einbußen bei gleichzeitiger Reduzierung der Auflagerkräfte erreicht werden (Abb. 5 und Abb. 6 aus [3]).

Die Inanspruchnahme solcher einfacher Veränderungen an der Glocke selbst ist die wirtschaftlichste und sinnvollste Art, die Amplituden schwingender Glockentürme durch eine Vergrößerung des Reso-

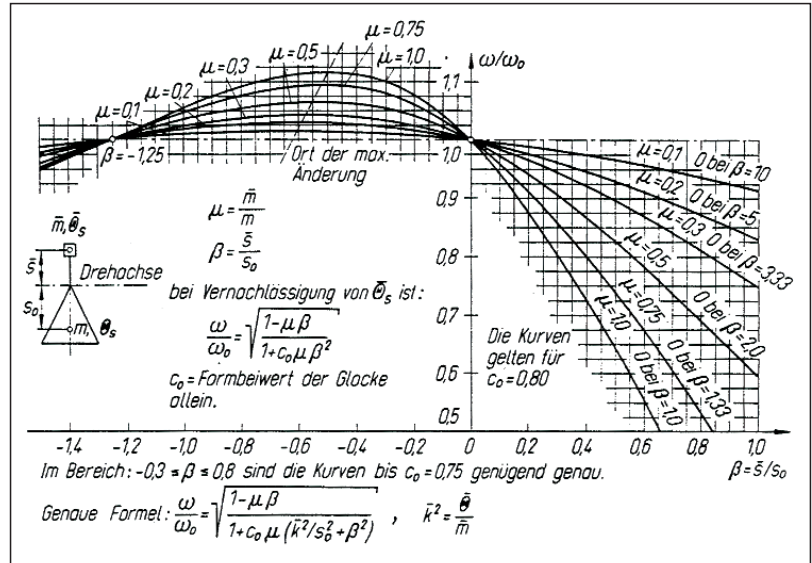


Abb. 5: Veränderung der Anschlagzahlen durch überschwere Joche

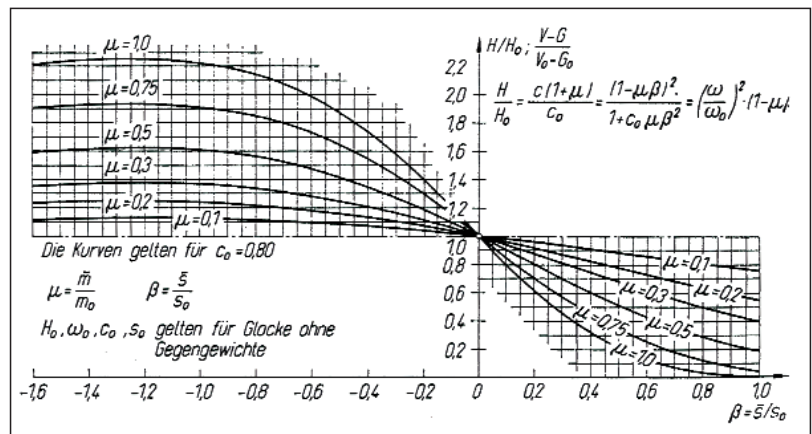


Abb. 6: Veränderung der Lagerkräfte durch überschwere Joche

nanzabstandes zwischen der Turmeigenschwingzahl und der maßgebenden Erregerschwingzahl der Glocke entscheidend zu verringern.

3 Der Klöppel macht den Klang

Das Schwingen der Glocke bringt nicht nur Bewegung in den technischen Ablauf, es bringt auch Dynamik in den Glockenklang.

Die ausschwingende Glocke veranlasst den entsprechend tief aufgehängten Klöppel ebenfalls zu Schwingungen. Im gesamten dynamischen System stellt der Klöppel ein zweites Pendel dar, es entsteht ein Doppelpendel. Im Idealfall eilt der Klöppel der Bewegung der Glocke hinterher und trifft mit seinem Ballen den Schlagring genau am Umkehrpunkt der Glocke. Der Klöppel soll nicht mit großer Wucht am Glockenmantel anschlagen, manche Glocke ist durch

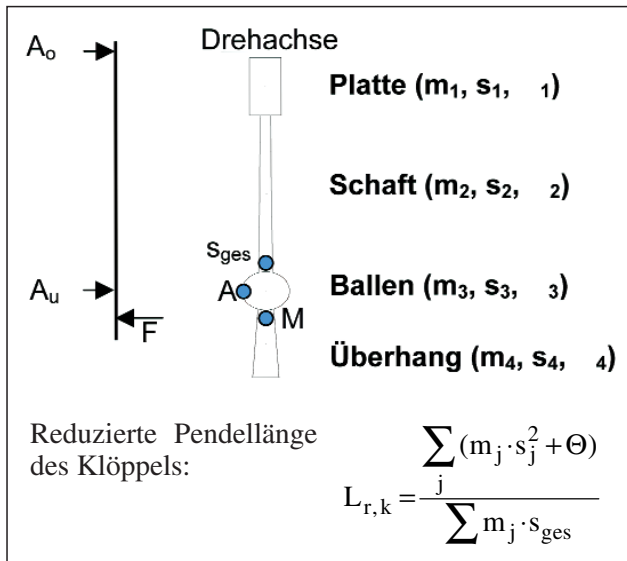


Abb. 7: Klöppel

zu harten Stoß zersprungen. Der Klöppel soll auch nicht an der Glocke „kleben“, dies zerstört die Klangentfaltung. Ein richtig dimensionierter Klöppel „küst“ die Glocke und entfernt sich wieder.

Als Pendel unterliegt der Klöppel den gleichen Gesetzmäßigkeiten wie die Glocke selbst. Er muss an die Größe, an den Ausschwingwinkel und an die Anschlagzahl der Glocke exakt angepasst sein, wenn der ideale Anschlag zustande kommen soll. Die Lage des Aufhängepunktes, die Klöppelmasse und ihre Verteilung entscheiden über Erfolg oder Misserfolg. **Abb. 7** zeigt die einzelnen Teile eines Klöppels.

Früher war die Klöppelanpassung eine Frage der Improvisation. Ein weithin bekannter Problemfall war die Kaiserglocke, die 1873 im Kölner Dom aufgehängt wurde, jedoch zunächst keinen Ton von sich gab. Der Klöppel blieb während des Ausschwingens relativ zur Glocke fast unbeweglich – ein Anschlag konnte nicht zustande gebracht werden.

Ein Realschullehrer aus Düren, W. Veltmann, nahm sich der Sache an und ermittelte anhand der Bewegungsgleichungen des Doppelpendels die Bedingung dafür, dass der Klöppel sich relativ zur Glocke kaum bewegt [4].

Danach schlägt ein Klöppel am Glockenmantel nicht an, wenn die reduzierte Pendellänge der Glocke übereinstimmt mit der Summe der Abstände aus der reduzierten Pendellänge des Klöppels und dem Abstand a zwischen dem Drehpunkt der Glocke und des Klöppels (**Abb. 8**).

Die Nichtläutebedingung lautet demnach

$$l_{r,k} + A_\alpha = l_{r,g}$$

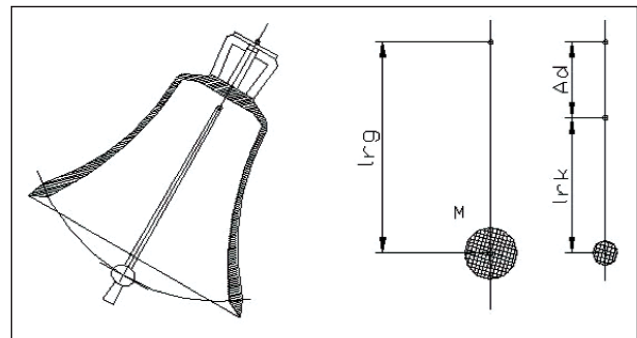


Abb. 8: Voraussetzung für fehlenden Anschlag

Ausgehend von diesem Zusammenhang können folgende allgemeine Grundregeln für die Dimensionierung von funktionsfähigen Klöppeln bei normal aufgehängten Glocken angegeben werden:

- Klöppel bestehen aus Schmiedeeisen, ihr Gewicht beträgt i.d.R. $3 \div 5 \%$ des Glockengewichts. Sie brauchen die notwendige Festigkeit im Schaft, um nicht zu brechen. Vorteilhaft für die Klangentfaltung ist jedoch ein möglichst weiches Material.

- Die Verteilung der Massen des Klöppels muss so bestimmt werden, dass seine reduzierte Pendellänge möglichst dem Abstand zwischen der Ballenmitte (Anschlagpunkt) und seinem Aufhängepunkt entspricht. Dies ist die Bedingung für einen zentralen Stoß. In diesem Fall ergeben sich am Klöppelaufhängepunkt keine Reaktionskräfte, Schlingern des Klöppels in der Aufhängung wird vermieden (**Abb. 7**).

Beim Fadenpendel mit gewichtslos gedachtem Faden ist diese Bedingung erfüllt. Beim Körperpendel muss durch Variation der Massenverteilung dafür gesorgt werden, dass der Schwingungsmittelpunkt im Ballen oder in dessen unmittelbarer Nähe liegt. Um dies zu erreichen, ist der Klöppelschaft möglichst feingliedrig auszuformen.

Das angestrebte Anschlagverhalten kann erwartet werden für

$$l_{r,k} + A_D > 1,3 \cdot l_{r,g}$$

Wenn diese Bedingung eingehalten ist, eilt der Klöppel der Glocke hinterher, der Anschlag erfolgt etwa im Umkehrpunkt. Bei Verhältnissen in der Nähe der Nicht-Läutebedingung sind jedoch erhebliche Unregelmäßigkeiten im Anschlagverhalten zu erwarten, man spricht von chaotischen Klöppelanschlägen.

Bei Veränderung der Glockenanschlagzahl, z.B. durch ein überschweres Joch, muss der Klöppel neu angepasst werden. Zusatzmasse auf der Jochkronen bedeutet Verringerung der Anschlagzahl bei gleichzeitiger Vergrößerung der reduzierten Pendellänge der Glocke. Der Klöppel muss in diesem



Abb. 9, Abb. 9a und Abb. 9b: Vorgänge an der Langzeitaufnahme eines schwingenden Glockenmodells.

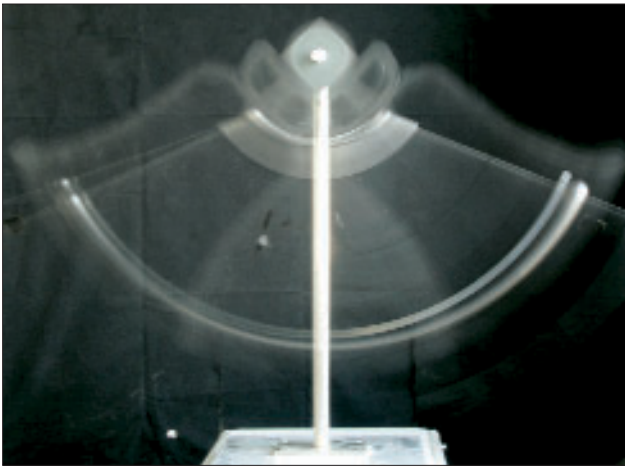


Abb. 9a: Klöppel schlägt planmäßig an.

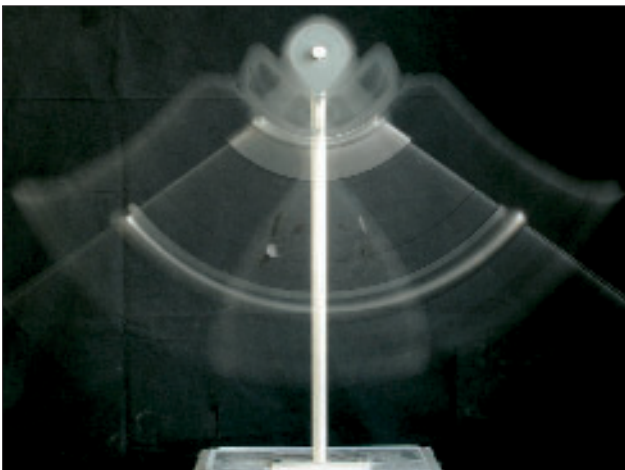


Abb. 9b: Klöppel ohne Anschlag.

Fall durch Vergrößerung seiner reduzierten Pendellänge angepasst werden. Dies kann durch Verlängerung des Vorhangs geschehen, sofern der Schwingungsmittelpunkt ursprünglich über dem Ballen lag. Im gegenteiligen Fall muss die reduzierte Pendellänge durch Anbringen eines Gegengewichts über dem Klöppelaufhängepunkt vergrößert werden (Gegengewichtsklöppel).

Abb. 9, Abb. 9a und Abb. 9b zeigen die Vorgänge an der Langzeitaufnahme eines schwingenden Glockenmodells.

Bei unzureichend anschlagenden Klöppeln stehen folgende Korrekturmaßnahmen zur Verfügung:

- Veränderung des Lätewinkels,
 - Veränderung der reduzierten Pendellänge der Glocke durch Verlagerung ihrer Drehachse (positive oder negative Kröpfung) oder durch ein überschweres Joch,
 - Veränderung der Lage des Klöppeldrehpunkts. Im Normalfall gilt
- $$A_{\alpha} \geq 0,25 - 0,30 \times l_{r,g}$$
- Veränderung der reduzierten Pendellänge des Klöppel $l_{r,k}$

Hierbei ist zu beachten, dass immer nur jeweils ein Parameter korrigiert werden soll, damit sich nicht positive und negative Einflüsse gegenseitig eliminieren [5].

4 Bemessung der Joche und der Glockenaufhängung

Gerade Joche werden als Biegebalken mit veränderlichen Lasten dimensioniert. In DIN 4178 [2] sind die Hilfsmittel zur Ermittlung der von den schwingenden Glocken ausgehenden maßgebenden horizontalen und vertikalen Lagerkräfte enthalten. Diese Lasten sind veränderlich, es handelt sich um eine schwellende Belastung. Bei der Festlegung der zulässigen Materialbeanspruchung wird dies entweder durch pauschale, materialabhängige Ermüdungszuschläge nach DIN 4178 oder mit Hilfe genauerer Methoden, z.B. nach [6] [7] berücksichtigt.

Die Jochlagerachsen bestehen i.d.R. aus zwei Teilen, deren Einzellänge etwa 25 bis 30 % der Balkenlänge entspricht. Sie werden durch Zuganker gegen die Oberseite der Jochbalken verspannt.

Die Glocke hängt meistens an 4 bis 6 Flachstahlbändern mit eingeschweißten Ankerstählen oder an Ankerschrauben, die ebenfalls, vor allem beim Anläuten, schwellenden Beanspruchungen ausgesetzt sind und unter Berücksichtigung der Betriebsfestigkeit bemessen werden müssen. In einer Diplomarbeit [9] wurde das Problem der Glockenverankerung an einer gekröpft aufgehängten Stahlglocke mit einer Masse von 12 to behandelt.

Um Torsionsbeanspruchungen zu begrenzen, sollten Glocken mit einem Gewicht > 4000 kg mit zwei Läuterädern aus der Ruhelage bewegt werden. Dies gilt verstärkt bei gekröpft aufgehängten Glocken [8].

Über Dauerschwingversuche an geraden hölzernen Jochbalken wird in Kürze an anderer Stelle berichtet.

5 Der Glockenstuhl, Mittler zwischen Glocken und Turm

Über die Joche werden die horizontalen und vertikalen Auflagerkräfte aus den schwingenden Glocken in den Glockenstuhl eingetragen und von dort in den Glockenturm weitergeleitet. Während ein schlanker Glockenturm selbst ein zu Schwingungen fähiges System darstellt, darf der in den meisten Fällen als gedungen zu bezeichnende Glockenstuhl als quasi-starr betrachtet und nach DIN 4178 mit den max. Lagerreaktionen als statischen Ersatzkräften unter Berücksichtigung pauschaler dynamischer Zuschläge dimensioniert werden. Bei den Tragwerken von Glockenstühlen handelt es sich in den meisten Fällen um fachwerkartige Konstruktionen aus Holz oder Stahl. Viele historische Holzglockenstühle, die teilweise nach Jahrhunderten, vor allem an Knotenpunkten, ausgeschlagen waren und nur einer Instandsetzung bedurft hätten, wurden nach dem 2. Weltkrieg ohne Not zerstört und durch vermeintlich bessere Stahlglockenstühle ersetzt. Dem Vorteil des geringeren Platzbedarfs und der höheren Belastbarkeit von Stahlstühlen stehen jedoch, wie bei den Jochen, musikalische Nachteile entgegen. In Stahlstühlen hängende Glocken klingen metallisch hart. Die Klangentfaltung von Glocken, die in Holzstühlen aufgehängt sind, wirkt wesentlich weicher und voller. Außerdem ist die Dauerhaftigkeit von Holzglockenstühlen den Stahlstühlen ebenbürtig, wenn nicht überlegen. Wegen unzureichender Instandhaltungsarbeiten zeigten sich in der Vergangenheit bei vielen Stahlstühlen Korrosionsprobleme in einem Ausmaß, die eine Instandsetzung nicht mehr ratsam erscheinen ließ. Oft – gerade bei relativ offenen Türmen – waren blattrostartige Profilschwächungen so intensiv, dass die ordnungsgemäße Instandsetzung durch Ersatzschadhafter Teile zu höheren Kosten geführt hätte als ein neuer Holzglockenstuhl.

Für Konstruktion und Gestaltung von Holzglockenstühlen wurde vom Beratungsausschuss für das Deutsche Glockenwesen ein Merkblatt [8] herausgegeben. Neben der Darstellung möglicher Glockenstuhlformen finden sich dort auch Angaben zu geeigneten bzw. ungeeigneten Hölzern und Ver-

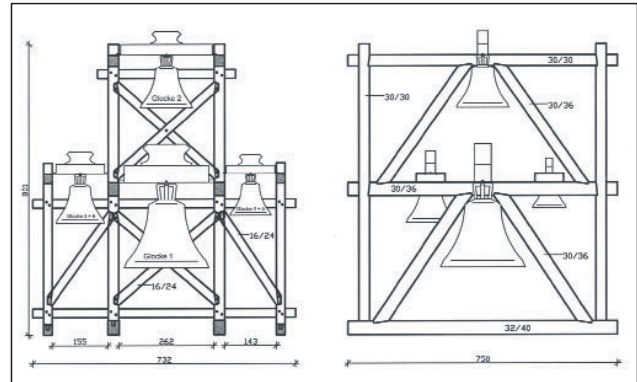


Abb. 10: Glockenstuhl in Holzbauweise



Abb. 11: Glockenstuhl in Holzbauweise

bindungsmitteln. Außerdem werden Hinweise gegeben zur Ausführung der Glockenstuhllager im Hinblick auf möglichst geringe Schallemissionen bei einer gleichzeitig angestrebten Dämpfung der in den Turm eingeleiteten dynamischen Einflüsse. Geeignet sind Laubhölzer und Nadelhölzer; es darf aber nur gut abgelagertes Holz verwendet werden, um die Gefahr nachträglicher Bildung von Schwindrissen gering zu halten. Vereinzelt mussten Holzglockenstühle wieder demontiert werden, weil sich teilweise fast über die ganze Querschnittsbreite durchgehende Schwindrisse gebildet hatten, die nicht toleriert werden konnten.

Bei Holzglockenstühlen werden die Balkenquerschnitte meistens vom Platzbedarf der Knotenpunkte bestimmt. Die Anwendung der heutzutage im Zimmerhandwerk gebräuchlichen Blechteile, die zur Verkümmern der handwerklichen Fähigkeiten beigetragen haben, ist abzulehnen. Bei hölzernen Glockenstühlen handelt es sich um handwerklich anspruchsvolle Bauteile, deren Konstruktion nicht der Improvisationsfähigkeit eines üblichen Zimmere Betriebs überlassen werden kann. Holzglockenstühle sind im Einzelfall zu dimensionieren, dabei ist Wert zu legen auf die Anwendung traditioneller Holzverbindungen, wie z.B. Versätze, Verblattungen, Schwalbenschwanzverbindungen etc. [10].

Ein gelungenes Beispiel für einen neuen Glockenstuhl in Holzbauweise zeigen **Abb. 10** und **Abb. 11** aus [11].

6 Einwirkungen auf den Glockenturm

6.1 Grundlagen

Von den Glockengießern bzw. den mit der Festlegung eines Geläutes befassten Sachverständigen werden die Tonlage, die Größe, die Masse und der Ausschwingwinkel der Glocken sowie die Zahl der Anschläge in der Minute vorgeschlagen. Diese Daten sowie die von ihrer Form abhängende Massenverteilung stellen für jede Glocke charakteristische Größen dar; die daraus ableitbare Pendelfrequenz kann nicht ohne weiteres verändert werden. Bei der Glockenschwingung handelt es sich um eine periodische, jedoch nicht um eine harmonische Schwingung. Jede periodische Schwingung lässt sich aber mit Hilfe der Fouriertransformation in harmonische Teilschwingungen zerlegen. Dies sind die Grundschiwingungen und die Teilschwingungen höheren Grades.

Die Lagerkräfte und die auf den Turm einwirkenden Erregerkräfte setzen sich aus den Anteilen der Grundschiwingung und der Teilschwingungen höherer Ordnung zusammen (**Abb. 12**).

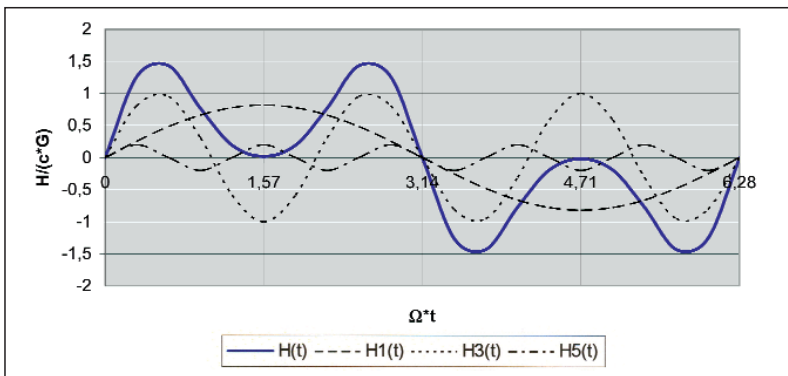


Abb. 12: Zeitlicher Verlauf der horizontalen Glockenlagerkräfte bei einem Ausschwingwinkel von 90°

Mit den Lagerkräften wird der Glockenstuhl dimensioniert. Zur Ermittlung der Erregerkräfte reichen die Lagerkräfte jedoch allein nicht aus. Dazu müssen die Eigenschwingzahl des Turms und die Resonanzabstände der einzelnen harmonischen Anteile der Lagerkräfte bekannt sein.

6.2 Eigenschwingung, Dämpfung

Überlässt man ein elastisches, aus der Ruhelage gebrachtes System sich selbst (z.B. eingespannter Bie-

gebalken) so führt es Schwingungen konstanter Frequenz aus, die nur durch in Wärme umgesetzte innere Reibung (Dämpfung) langsam zur Ruhe kommen. Da die Zahl der Schwingungen pro Zeiteinheit auch bei kleiner werdenden Amplituden eine Konstante ist, also eine Eigenschaft, nennt man die Zahl der Schwingungen „Eigenschwingung“ oder „Eigenfrequenz“.

Die Eigenschwingzahl eines Glockenturms hängt ab

- vom Elastizitätsmodul des Baustoffs,
- vom querschnittsabhängigen Biege- oder Torsionsträgheitsmoment des Turmquerschnitts,
- von der Turmhöhe,
- von der Bauweise, geschlossene Kastenbauweise oder nachgiebiger Rahmen,
- von der Masse und ihrer Verteilung,
- von der Art der Einbindung in ein angrenzendes Kirchenschiff,
- von den Federungseigenschaften des Baugrundes.

Zeitabhängige Veränderungen der Eigenschwingzahl eines Turms sind nur denkbar, wenn sich einer dieser Einflüsse ändert. Bei Stahlbeton kann dies z.B. der Übergang in Stadium II (gerissener Zustand) sein. Ursache dafür sind Beanspruchungen, deren Größe zu einer Überschreitung der Biegezugfestigkeit des Betons führt. Bei Türmen aus Mauerwerk ohne Zugfestigkeit tritt diese Veränderung bereits zu einem viel früheren Zeitpunkt als bei Stahlbetonkonstruktionen ein. In solchen Fällen besteht zwischen der Beanspruchung und der daraus ableitbaren Verformung kein linearer Zusammenhang – man spricht von nichtlinearem Verhalten. Bei der messtechnischen Ermittlung von Eigenschwingzahlen ist dies von großer Bedeutung.

6.3 Resonanz

Besteht zwischen der Turmeigenfrequenz und der Erregerfrequenz – auch einer Teilfrequenz höherer Ordnung – Übereinstimmung, so spricht man von einem Resonanzzustand. Da die 1. Eigenschwingzahl üblicher Glockentürme zwischen 0,7 Hz und 2,5 Hz liegt, sind meistens die 3. Teilfrequenzen der Glocken verantwortlich für Resonanzzustände. Je geringer der Abstand zwischen der Eigenschwingzahl des Turms und einer der Teilfrequenzen, umso größer sind die Erregerkräfte, die auf den Turm einwirken. Aus der sogenannten Resonanzkurve (**Abb. 13**) eines Baukörpers ist ables-

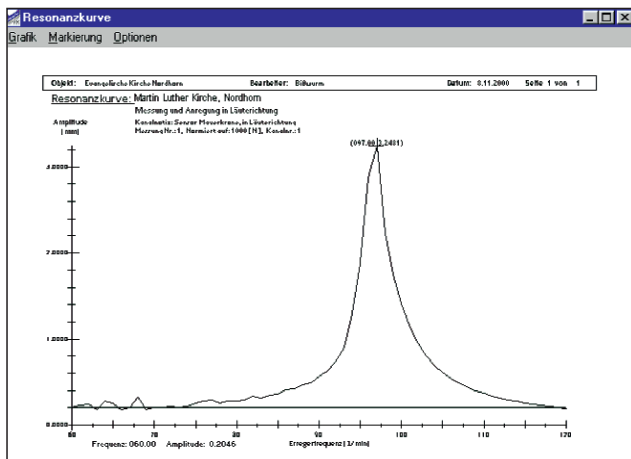


Abb. 13: Resonanzkurve

bar, mit welchen Amplituden das Bauwerk auf Anregung durch bestimmte Frequenzen reagiert.

Ohne den Einfluss der Baustoffdämpfung ergäben sich an der Resonanzstelle Auslenkungen und Beanspruchungen, die weit über dem ertragbaren Beanspruchungsniveau liegen würden.

Aus dem Abstand der Erregerschwingzahlen von der Turmeigenschwingzahl ergibt sich der Resonanzabstand. Er soll nach der maßgebenden DIN-Norm 4178 mindestens 20 % betragen, wenn die Turmeigenschwingzahl rechnerisch ermittelt wird. Der Resonanzabstand bestimmt die maßgebenden Erregerkräfte, die – unter Berücksichtigung von bau-

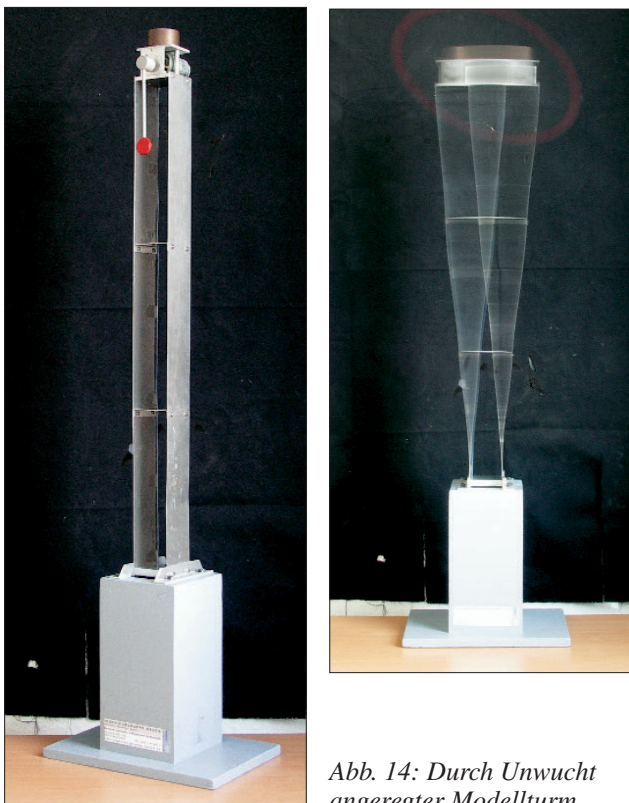


Abb. 14: Durch Unwucht angeregter Modellturm

stoffabhängigen Ermüdungsbeiwerten – die Grundlage für die Bemessung der Türme darstellen.

Die 1. Eigenform eines rahmenartigen Turmsystems im Resonanzzustand zeigt die fotografische Aufnahme eines durch Unwucht angeregten Modellturms mit einer 1. Eigenfrequenz von $f \sim 0,5$ Hz (Abb. 14).

7 Vorgehen und Abhilfemaßnahmen

Werden bei Mauerwerks- oder Stahlbetontürmen störende oder zerstörende Amplituden und unzureichende Resonanzabstände erkannt, so ist folgendermaßen vorzugehen:

7.1 Rechnerische Ermittlung der Eigenschwingzahl

Abhängig vom Tragwerkssystem – steifer Kasten oder biegeweiches Rahmensystem – kann die Eigenschwingzahl mit Hilfe der Energiemethode [3] auf herkömmliche Art und Weise bzw. unter Anwendung gängiger EDV-Rechenprogramme ermittelt werden. Im Vergleich zu viel schlankeren Systemen wie Schornsteinen oder Antennenmasten genügt im allgemeinen bei den eher gedungenen Glockentürmen die Ermittlung der ersten Eigenform mit einem Schwingungsknoten in Höhe des Fundaments. Diese Eigenform ist identisch mit der Biegelinie aus der als horizontale Ersatzbelastung auf das Kragssystem angesetzt, ggf. in Einzelpunkten konzentrierten Masse. Aus dieser Analogie abgeleitet ergibt sich die einfache Beziehung für die Eigenschwingzahl:

$$n_e = \frac{300}{\sqrt{\delta_0}} \text{ [1/min]}$$

mit: δ_0 = Durchbiegung am Kragende des schwingenden Systems in cm.

Diese einfache Formel gilt z.B. auch für die überschlägige Ermittlung der Eigenfrequenz von einfeldrigen oder durchlaufenden Deckenplatten oder Balken.

Nicht zu unterschätzen ist der Einfluss der Bodenbeschaffenheit. Bei steifen Türmen auf nachgiebigem Baugrund kann die Eigenschwingzahl gegenüber einer Gründung auf festem Untergrund, z.B. Fels, um 50 % absinken. Bei Rahmenkonstruktionen ist wegen der größeren Systemnachgiebigkeit der Einfluss des Bodens geringer.

Für Türme mit gleichmäßiger Massen- und Steifigkeitsverteilung lässt sich die Eigenschwingzahl einfach nach Stenger [12] ermitteln.

Bei allen Modellrechnungen muss man sich jedoch darüber im klaren sein, dass die unumgänglichen Vereinfachungen bei Lastannahmen, Baustoffkennwerten, Steifigkeitsannahmen, insbesondere bei rissanfälligem Stahlbeton und Mauerwerk, sowie die Baugrundeigenschaften und evtl. rechnerisch nicht berücksichtigte Verkleidungsbauteile zu erheblichen Ungenauigkeiten bei der Ermittlung der Eigenschwingzahl führen können. Dazu kommt die kaum ausreichend abschätzbare Beeinflussung des Schwingungsverhaltens von Türmen, die ein- oder zweiseitig in die Kirchenschiffwände eingebunden sind. Bei solchen Türmen ist grundsätzlich eine Schwingungsmessung durchzuführen. Die Aufwendungen dafür sind gering im Vergleich zu aufwendigen Sanierungsmaßnahmen mit evtl. zweifelhaftem Erfolg.

7.2 Schwingungsmessungen

Zur messtechnischen Überprüfung der Eigenschwingzahl und der Dämpfungseigenschaften sind verschiedene Methoden denkbar. Bei Anwendung der heute üblichen hochempfindlichen seismischen Schwingungsaufnehmer (**Abb. 15**) können folgende Anregungen gewählt werden:

- a) Anregung durch Wind als stochastische, zufallsbedingte Einwirkung
- b) Anregung durch die Glocken
Dabei werden die Amplituden des Turms beim Läuten der einzelnen Glocken oder beim Vollgeläut aufgezeichnet.
- c) Anregung durch Aufschaukeln mit Hilfe von Personen in Höhe der Glockenstube. Mit dieser Methode soll die Eigenfrequenz und über eine Ausschwingkurve auch das Dämpfungsverhalten eines Turms ermittelt werden.
- d) Anregung mit einem Unwuchterreger (**Abb. 16**) in Höhe der Glockenstube.

Mehr oder weniger genaue Aufschlüsse über das Schwingungsverhalten eines Turms sind mit allen aufgezählten Methoden erzielbar. Wegen der Abhängigkeit der Eigenfrequenz von der Größe der auftretenden Beanspruchungen bei nichtlinearem Verhalten ist jedoch die Größe der anregenden Kraft von großer Bedeutung. Besonders bei Mauerwerkstürmen muss darauf geachtet werden, dass die anregenden Kräfte in der Größenordnung der Glockenerregerkräfte liegen. Dies trifft nur für die Anregung mit einem Unwuchterreger zu, weil damit die Ausschläge eines schwingenden Turms bei veränderbarer Erregerfrequenz ermittelt und aufgezeichnet werden können.



Abb. 15: Seismischer Schwingungsaufnehmer

Das wesentliche Ergebnis einer solchen Messung ist eine Resonanzkurve, deren Maximalwert die Eigenschwingzahl eines Turms genügend genau darstellt (**Abb. 13**). Ablesbar ist jedoch auch die relative Veränderung der Amplituden bei Abstimmungsverhältnissen, die vom Resonanzzustand abweichen.

Da die Gegenläufigkeit der rotierenden Massen die Anregung von Horizontal- bzw. Vertikalschwingungen erlaubt, können mit einem Unwuchterreger sowohl turmartige Bauwerke als auch empfindliche Geschossdecken und Brücken dynamisch analysiert werden.

Mit Hilfe eines Ausschwingversuchs (**Abb. 17**) wird aus der Abnahme der Amplituden von aufeinander folgenden Schwingungen die Dämpfung des Systems ermittelt. Ihr Wert wird in die anschließende rechnerische Ermittlung der auf den Turm einwirkenden Erregerkräfte eingeführt.

Der Vergrößerungsfaktor, mit dem die bezogenen Amplituden der horizontalen Erregerkräfte der einzelnen Teilschwingzahlen multipliziert werden, ergibt sich zu:

$$V = \frac{1}{\sqrt{(1-\eta^2)^2 + \left(\frac{\eta \cdot \delta}{\pi}\right)^2}}$$



Abb. 16: Unwuchterreger

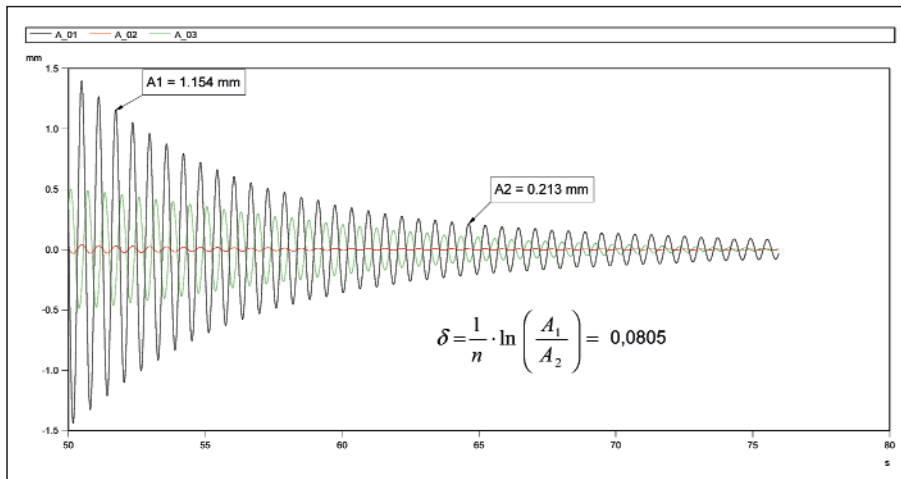


Abb. 17: Ausschwingkurve

mit: δ = logarithmisches Dämpfungsdekrement

η = Verhältnis Erregerfrequenz / Eigenfrequenz
(Resonanzabstand)

7.3 Maßnahmen an den Glocken und an ihrer Aufhängung

Zeigen Glockentürme Schäden infolge Resonanzerscheinungen, so ist die Ursache meistens bei einer oder bei zwei Glocken zu suchen. Es ist durchaus nicht ungewöhnlich, wenn dabei die Glocke mit der geringsten Masse die größten Horizontalkräfte und damit auch die größten Turmausschläge auslöst. In solchen Fällen ist es am sinnvollsten und am wirtschaftlichsten, das Problem am Verursacher anzupacken und mit den unter 2.2 ÷ 2.4 beschriebenen Möglichkeiten des Anschlagverhaltens der Glocken zu verändern.

Nach [2] ist ein Resonanzabstand von 10 % einzuhalten, wenn die Eigenschwingzahl des Turms messtechnisch ermittelt wird. Die zu erwartende Amplitudenverringernung des Turms und seine damit im Zusammenhang stehende Verminderung der Beanspruchungen kann an der zuvor messtechnisch aufgenommenen Resonanzkurve abgeschätzt werden.

Eine intensive Abstimmung mit dem zuständigen Glockensachverständigen und dem betreuenden Glockengießer ist unabdingbar. Wird die Anschlagzahl von einer oder von zwei Glocken verändert, müssen die Anschläge der übrigen Glocken angepasst werden, damit die Harmonie des Geläutes nicht beeinträchtigt wird. Außerdem sind zur Einstellung der angestrebten Anschlagzahlen i.d.R. Veränderungen an der Massenabstimmung vor Ort erforderlich. Großer Erfahrung bedarf es, bei veränderter Anschlagzahl einer Glocke auch die Aufhängung des Klöppels und dessen Massenverteilung so zu verändern bzw. anzupassen, dass er nicht zu hart bzw.

überhaupt und dann aber mit der gewünschten kurzen Berührung im Bereich des oberen Umkehrpunktes der Glockenschwingung anschlägt.

Zur erfolgreichen Anwendung der Methode dürfen deshalb nur erfahrene Ingenieure und Firmen herangezogen werden.

Das praktische Vorgehen sei kurz an einem Beispiel erläutert:

Im Zuge von Instandsetzungsarbeiten am großen Dachreiter der Klosterkirche in Maulbronn (Abb. 18) wurden während des Läutens deutlich sichtbare Bewegungen der Turmkonstruktion festgestellt. Das Turmkreuz schwankte derart, dass das Glockenläuten umgehend eingestellt werden musste. Die daraufhin durchgeführten dynamischen Messungen zeigten auf, dass zwischen der 3. Teilschwingzahl einer von drei Glocken und der Eigenschwingzahl des Turms ein Resonanzzustand vorlag. Die Glocke wurde durch das Anbringen eines Gegengewichts auf dem Joch verlangsamt, außerdem wurde die Läuterichtung um 90° gedreht. Diese Maß-



Abb. 18: Klosterkirche in Maulbronn: deutlich sichtbare Bewegungen der Turmkonstruktion während des Läutens

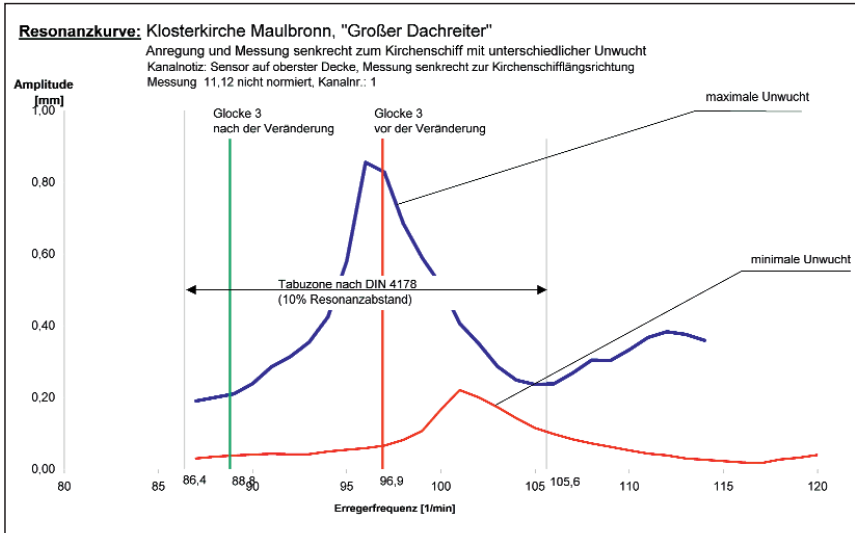


Abb. 19: Ein Gegengewicht führt zu einem ausreichenden Resonanzabstand ...

Bei geschlossenen Mauerwerkstürmen können die Läutekräfte Auslöser für Rissbildungen sein. Oft sind aber Setzungsunterschiede infolge der unterschiedlichen Massen von Turm und Kirchenschiff die Ursache für die Schäden. Ob solche Abrisse in jedem Fall zu sanieren sind, hängt vom Einzelfall und den Erfolgsaussichten ab. Werden an Rissen Bewegungen beim Glockenläuten festgestellt, so muss entschieden werden, ob sie kraftschlüssig zu verschließen sind oder ob der eingespilte Gleichgewichtszustand belassen werden kann. Einfaches Zuputzen kommt in solchen Fällen

nahmen führten zu einem ausreichenden Resonanzabstand und zur Reduzierung der Turmampplituden auf 1/5 der vor der Veränderung gemessenen Werte (Abb. 19 und Abb. 20).

Festzuhalten ist, dass es sich bei Geläuteverstimmungen in der Nähe der Resonanz um sehr empfindliche Maßnahmen handelt, wenn man in Betracht zieht, dass die Turmeigenschwingzahl nur mit einer Ungenauigkeit von ca. 3 % ermittelt werden kann. Es muss deshalb besonders Wert darauf gelegt werden, dass die zeitliche Unveränderbarkeit der getroffenen Maßnahmen gesichert ist. Dies kann nur durch regelmäßige Überprüfung der gesamten Läuteanlage im Rahmen eines unumgänglichen Wartungsvertrages erfolgen.

7.4 Maßnahmen am Bauwerk

Gegenüber den Maßnahmen am Geläute verlieren Maßnahmen am Bauwerk zur Veränderung der Eigenschwingzahl an Bedeutung. Bauliche Veränderungen zur Anhebung von Eigenfrequenzen sind teuer. Sie führen oft zur Zerstörung vorhandener historischer Bausubstanz und führen nicht immer zum erhofften Erfolg.

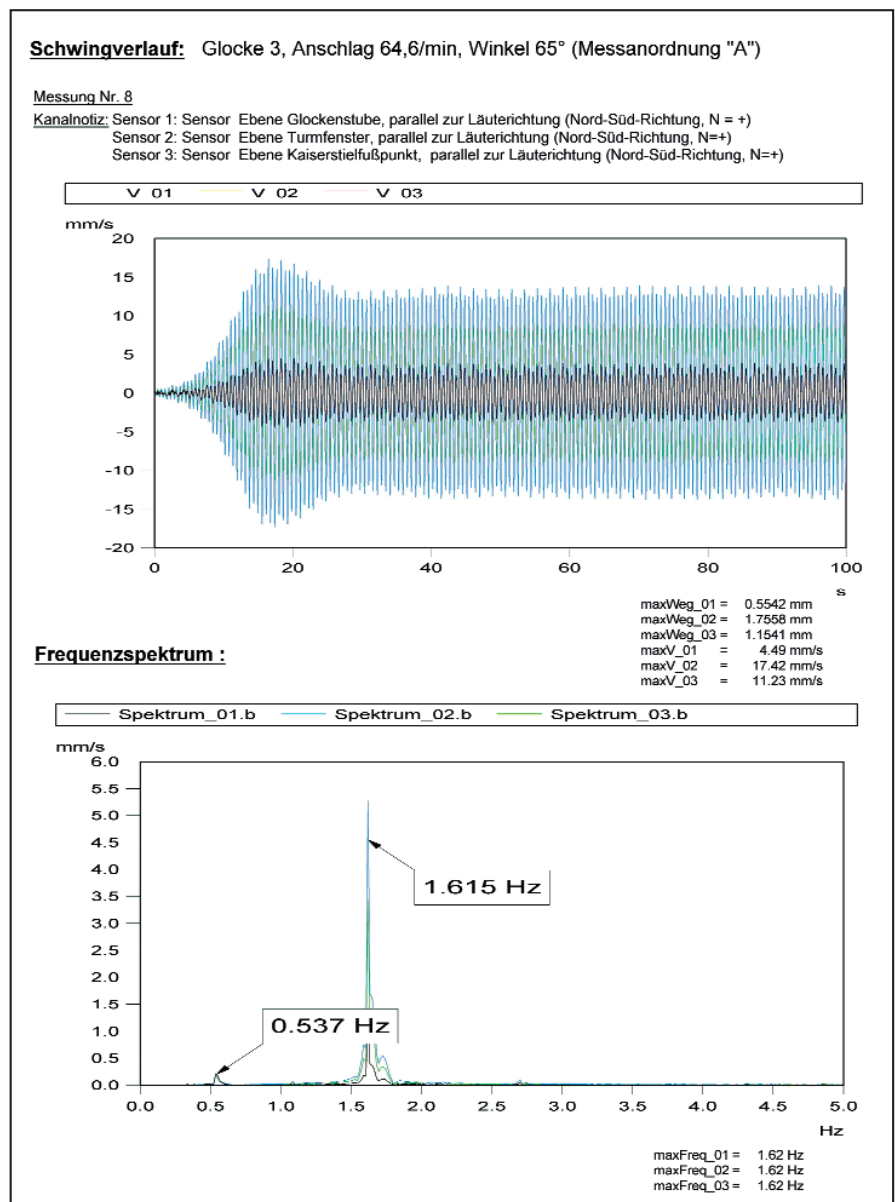


Abb. 20: ... und zur Reduzierung der Turmampplituden 13 mm/sec ...

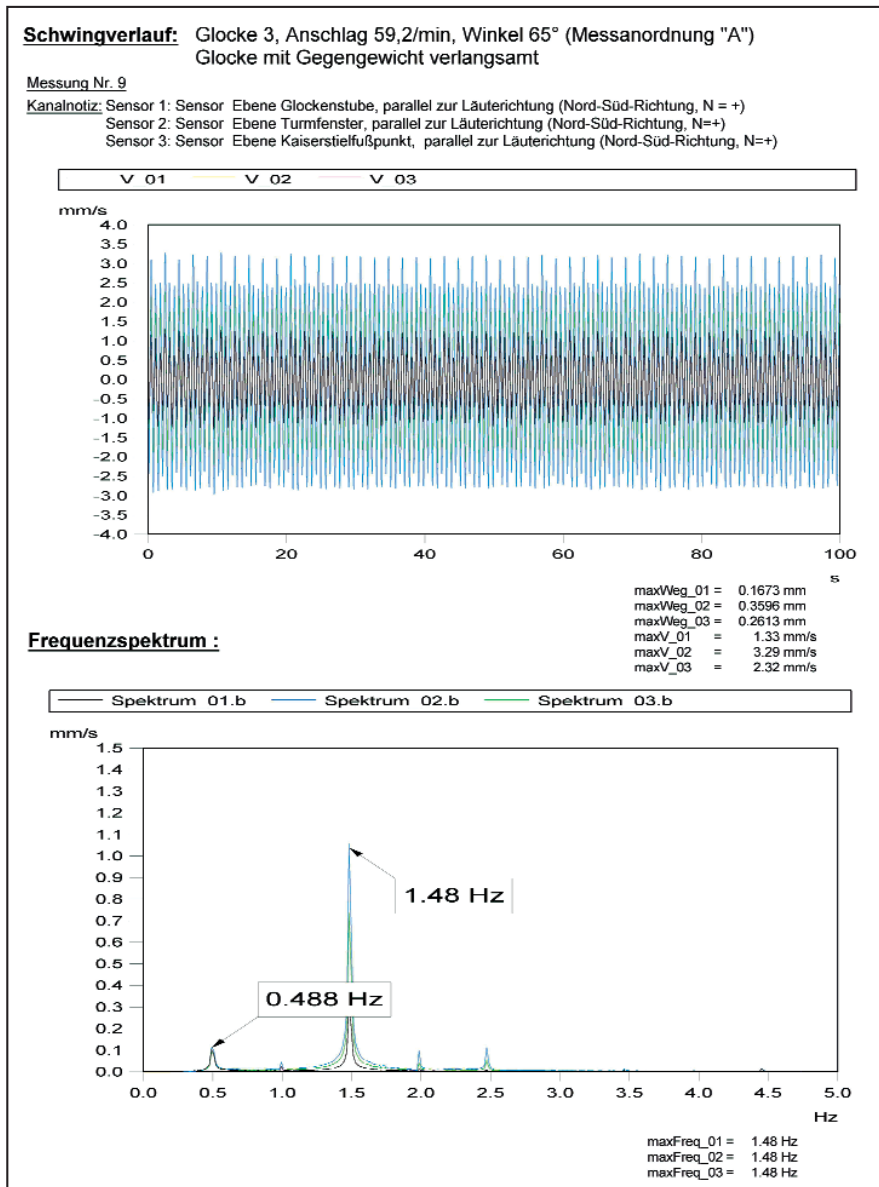


Abb. 21: ... auf 3,3 mm/sec.

nur in Frage, wenn Reparaturen nach kurzen Standzeiten wieder in Kauf genommen werden.

Zur Sanierung von durchgehenden Spaltrissen im meist mehrschaligen Mauerwerk alter Türme ist neben einer Verdämmung der Risse auch der Einbau von leicht vorgespannten Rundstählen (Spannankern) sinnvoll bei gleichzeitiger Injektion des meist hohlraumreichen Mauerwerks. Die damit verbundene Massenerhöhung darf aber nicht dazu führen, dass der wiedergewonnene Kraftschluss entlang eines Risses, verbunden mit der gewünschten Versteifung, durch die Mehrmasse wieder aufgezehrt wird. Die Grundlage für die Technik des Injizierens und des Verspannens von gerissenem historischem Mauerwerk wurde in den letzten Jahren im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 315 an der Universität Karlsruhe zum jetzigen Stand fortentwickelt. [13]

Für die Reparatur von korrosionsgeschädigten Stahlbetontürmen eignet sich die Anwendung der Spritzbetonbauweise. Die Anhebung der Eigenschwingzahl von biegeweichen Türmen durch Spritzbetonauskleidung ist durchaus möglich. Durch sinnvolle Verteilung der Zusatzmassen ist jedoch auch hier darauf zu achten, dass der angestrebte Gewinn durch die Mehrmasse nicht wieder zunichte gemacht wird.

8 Schlussbemerkungen

Einige wesentliche Gesichtspunkte bei der Planung und Durchführung von Sanierungsaufgaben, hier besonders an schwingenden Glockentürmen, seien kurz zusammengefasst:

- Jedes alte Gebäude stellt mit seinem Erhaltungszustand einen Einzelfall dar, der sich einer Betrachtung und Beurteilung mit Normen, die für Altbauten nicht gemacht wurden, entzieht. Dies gilt auch für Glockenjoche und Glockenstühle.

- Eckdaten bei Sanierungen werden oft von Denkmalpflegern gesetzt, für die oft baukonstruktive Gesichtspunkte nur von untergeordneter Bedeutung sind. Es

ist darauf zu achten, dass der Bauingenieur frühzeitig in die Sanierungsplanung eingebunden wird.

- Das Erkennen von Schadensursachen anhand langjährig eingespielter Spannungs- und Verformungszustände eines Bauwerks setzt einen wachen Ingenieurverstand voraus. Bei der Sanierung schwingender Glockentürme ist Erfahrung im Umgang mit dynamischen Problemen unumgänglich. Kenntnisse und Erfahrung im „normalen“ Konstruieren sowie fundiertes Wissen über Materialien und ihr Verhalten sind unerlässliche Voraussetzungen für das erfolgreiche Angehen der hier angesprochenen Sanierungsaufgaben. Der übliche „Statiker“ ist i.d.R. ungeeignet.

- Dem erfahrenen Ingenieur genügen oft einfach durchschaubare Rechenansätze zur Überprüfung des aktuellen Bauwerkzustandes. Computereinsatz sollte

nicht grundsätzlich am Beginn der Arbeit des Tragwerkplaners stehen, er sollte dem Ingenieur vielmehr die Knochenarbeit abnehmen. Mit einfachen Rechenansätzen zu treffende Schlussfolgerungen helfen oft, das Kurieren von Symptomen zu vermeiden, während die Schadensursachen übersehen werden.

■ Es wurde gezeigt, dass bei schwingenden Glockentürmen durch geringfügige Veränderungen an der Ursache, den schwingenden Glocken, eine Sanierung wirkungsvoll und kostengünstig durchgeführt werden kann. Bei der Wahl von Ertüchtigungsmaßnahmen sollten einfache, aber klare Lösungen gewählt werden anstelle von Maßnahmen, die schwer zu durchschauen und mit Ausführungsrisiken verbunden sind.

■ Nur bei konsequenter Einhaltung der oben aufgezeigten Vorgehensweise im Team sind sichere Analysen und daraus abgeleitete erfolgversprechende Abhilfemaßnahmen möglich, bei denen der kostenmäßige Aufwand im vertretbaren Verhältnis zum erzielbaren Erfolg steht. Zur Erfüllung dieses Anspruches bedarf es der konsequenten Zusammenarbeit aller mit den angesprochenen Problemen Befassten, dem Glockensachverständigen, den Bauingenieuren mit entsprechendem Fachwissen und ausreichender Erfahrung im Umgang mit baulastischen Problemen, den Architekten, den Denkmalpflegern und den Gremien der Kirchengemeinden.

Literatur

-
- [1] Leonardo da Vinci, Codex Atlanticus
 - [2] DIN 4178 Glockentürme, Berechnung und Ausführung, Ausgabe Aug. 1978
 - [3] Müller, F.T.: Berechnung und Konstruktion von Glockentürmen. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn (1978), Berlin
 - [4] Veltmann, W.: Über die Bewegung einer Glocke. In: Dinger's Polytechnisches Journal, Jahrgang 1876
 - [5] Böcking: Schwingungsminderung an Glockentürmen unter besonderer Berücksichtigung des Glockenklangs, Dissertation, TH Darmstadt, 1997
 - [6] Ehlbeck, J.: Dauerschwingfestigkeit von Holz und Holzverbindungen – eine Bestandsaufnahme. In: Ingenieurholzbau in Forschung und Praxis, Bruder-Verlag, Karlsruhe (1982)
 - [7] Gerold, M.: Zur Berechnung und Konstruktion von Glockenstühlen, Bauen mit Holz, Heft 4/1989, Bruder-Verlag, Karlsruhe
 - [8] Merkblatt Holzglockenstühle und Holzjoche des Beratungsausschusses für das Deutsche Glockenwesen. In: Glocken in Geschichte und Gegenwart, Badeniaverlag, Karlsruhe (1986)
 - [9] Knieß, G.: Betriebsfestigkeitsuntersuchung des Glockenjochs der Kaiserglocke der Stiftskirche in Neustadt/Weinstraße. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Stahl- und Leichtmetallbau der Universität Karlsruhe 2004 (unveröffentlicht)
 - [10] Steiner, J.: Glockenstühle in Holzbauweise. Bauen mit Holz, Heft 5/89, Bruder-Verlag, Karlsruhe.
 - [11] Steiner, J.; Bisswurm, A.; Krubasik, Ch.: Friede sei ihr erst Geläute. Ein neuer Holzglockenstuhl für die Christuskirche in Karlsruhe, Bauen mit Holz, Heft 7/2005
 - [12] Stenger, K.: Eigenfrequenz des einseitig elastisch eingespannten Stabes mit konstanter Steifigkeit und konstanter Massenbelegung. In: Die Bautechnik, Heft 7/1969, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
 - [13] Wenzel, F. (Herausgeber): Mauerwerk, Untersuchen und Instandsetzen durch Injizieren, Vernadeln und Verspannen. In: Sonderforschungsbereich 315, Erhalten historischer Bauwerke, Universität Karlsruhe.

Das Phänomen Dämpfung in der Baudynamik

Erschütterungs- und Lärmprobleme stellen das Bauingenieurwesen vor ganz neue Herausforderungen

Die einer Baukonstruktion innewohnende Dämpfung kann gerade in kritischen Situationen von wesentlicher Bedeutung für die Gebrauchstauglichkeit sein. Dieser Beitrag zeigt unter anderem, dass die häufig verwendete proportionale- oder Rayleighdämpfung mit Vorsicht zu verwenden ist.

1 Einführung

Der Beginn der ingenieurwissenschaftlichen Schwingungslehre auf der Basis der klassischen Physik kann auf das Jahr 1896 datiert werden.

Vor nunmehr 110 Jahren erschien die Monographie „Theory of Sound“ des Autors Lord Rayleigh, [1]. Seitdem hat sich die Thematik in mehrere Teilgebiete aufgefächert wie zum Beispiel Strukturdynamik, Fluidodynamik, Gasdynamik, Akustik, Festkörperdynamik.

Heute ist wieder ein Trend zur zusammenfassenden Schau der Schwingungsphänomene festzustellen; bedingt einerseits durch die weitgehend gleichen mathematischen Problemformulierungen und numerischen Lösungsprozesse und andererseits durch die Komplexität der Aufgabenstellungen in Form von Interaktionsproblemen.

Dem konstruktiven Bauingenieurwesen stellen sich zum Beispiel durch das zunehmende Umweltbewußtsein und sensible Produktionsprozesse neue Herausforderungen hinsichtlich der Erschütterungs- und Lärmproblematik. Dazu kommen permanente Weiterentwicklungen im Bereich der technischen Codes und Rechtsverordnungen.

Der Erschütterungsschutz als Teil der Baudynamik erfordert möglichst klare Ingenieurmodelle mit einer mechanisch-physikalisch abgesicherten Theorie als Basis. Darüber hinaus besteht ein Streben nach übergeordneten Konzepten, die das Wesentliche der Modelle wiedergeben und die Option zu Erweiterungen und Zuschärfungen zulassen.

Dies sind die vornehmsten Aufgaben der Theorie: als Teil ihres Selbstverständnisses und als Beitrag zur Lösung konkreter Ingenieuraufgaben.

Dieser Bericht widmet sich insbesondere dem Phänomen Dämpfung, welches auf die Schwingungsreduktion samt Erschütterungsausbreitung und -abwehr einen wesentlichen Einfluss hat, andererseits vielfach nur recht formal als proportionale Dämpfung modelliert wird.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Ruge



wirkte bis Ende 1993 als apl. Professor für Numerische Mechanik am Mechanikzentrum der TU Braunschweig und wurde zum Dezember 1993 auf die Professur für Dynamik der Tragwerke an der TU Dresden berufen.

2 Wellencharakter

Die Schwingungslehre und damit auch die Baudynamik wird von zwei Bewegungstypen beherrscht: das sind die stehenden Wellen oder auch Eigenformen und die sich ausbreitenden Wellen. Beide Typen lassen sich an einem Dehnstab mit E-Modul E , Massendichte ρ , Querschnitt A und längselastischer Bettung κ darstellen. Die Längsverschiebung $u(x, t)$ als Funktion von Ort x und Zeit t folgt aus der Lösung der zugeordneten Differentialgleichung:

$$-EAu'' + \kappa u + \rho A \ddot{u} = 0, \quad u = u(x, t), \quad (\cdot)' = \partial(\cdot)/\partial x, \quad (\cdot)^{\bullet} = \partial(\cdot)/\partial t. \quad (1)$$

Für harmonische Lösungen im Zeitbereich mit der Kreisfrequenz ω :

$$u(x, t) = u(x)e^{i\omega t}, \quad i^2 = -1, \quad (2)$$

werden stehende Wellen in einem abgeschlossenen Gebiet wie in **Abb. 1a** skizziert zwischen $x = 0$ und $x = \ell$ mit Randverschiebungen $u = 0$ durch das folgende Randwertproblem beschrieben:

$$u(x=0) = u(x=\ell) = 0, \quad u''(x) + \lambda^2 u(x) = 0, \quad \lambda^2 = \frac{\rho}{E} \omega^2 - \frac{\kappa}{EA}. \quad (3)$$

Die allgemeine Lösung

$$u(x) = a \cos \lambda x + b \sin \lambda x \quad (4)$$

wird an die Randbedingungen angepasst und liefert eine unendliche Anzahl von Eigenlösungen mit den Eigenkreisfrequenzen ω_j :

$$u(x=0) = 0 \rightarrow a = 0, \quad u(x=\ell) = 0 \rightarrow b \sin \lambda \ell = 0 \rightarrow \lambda \ell = j\pi, \quad j = 1, 2, \dots, \infty, \quad \omega_j^2 = \frac{\kappa}{\rho A} + \frac{E}{\rho \ell^2} \pi^2 j^2, \quad u(x) = b \sin \frac{x}{\ell} j\pi. \quad (5)$$

Für das Rand-Ausbreitungsproblem mit einer harmonischen Kraftanregung $F_0(t) = \hat{F}_0 \exp(i\omega t)$ am freien Ende eines halbindefiniten Dehnstabes (elastisch gebetteter Schienenstrang) wie in **Abb. 1b** dar-

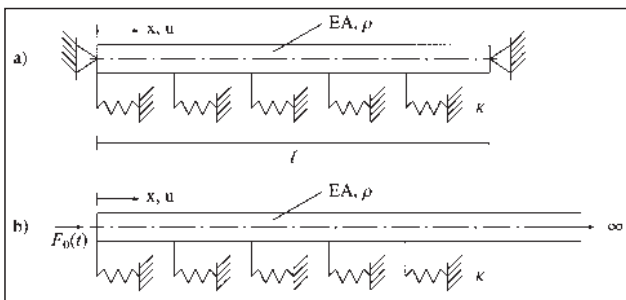


Abb. 1: Längselastisch gebetteter Dehnstab
a) abgeschlossenes Gebiet, b) offenes Gebiet

gestellt, gilt die Krafttrandbedingung am Rand $x = 0$ und die Forderung verschwindender Zustandsgrößen für $x \rightarrow \infty$.

Die Lösung, diesmal zweckmäßig in Form von Exponentialfunktionen in Ort und Zeit,

$$u(x, t) = \hat{u} e^{i(\omega t - \lambda x)}, \quad \lambda^2 = \frac{\kappa}{EA} (\eta^2 - 1), \quad \eta^2 = \omega^2 \frac{\rho A}{\kappa} \quad (6)$$

$$\hat{u} = -\frac{\hat{F}_0 i}{\lambda EA}, \quad t \geq 0, \quad 0 \leq x \leq \omega t / \lambda,$$

ermöglicht eine Relation zwischen Kraft- und Deformationsamplitude am freien Rand. Für $\eta^2 \leq 1$ ist die geeignete zugeordnete Deformationsgröße die Randgeschwindigkeit $\dot{u}(x=0)$ mit der Dämpfungszahl d als Linearfaktor:

$$\hat{F}_0 = d i \dot{u}_{x=0} = d i \omega \hat{u} \rightarrow d = \frac{\hat{F}_0}{i \omega \hat{u}} = \frac{\lambda EA}{\omega} = \sqrt{(EA)(\rho A)(1 - \eta^{-2})}. \quad (7)$$

Für $\eta^2 \leq 1$ ist die Randverschiebung $u(x=0)$ die geeignete zugeordnete Größe mit der Federzahl k als Linearfaktor:

$$\hat{F}_0 = k u_{x=0} = k \hat{u} \rightarrow k = i \lambda EA = \sqrt{\kappa EA (1 - \eta^2)}. \quad (8)$$

Je nach Wertebereich des Frequenzparameters η wird demnach das halbindefinite Stabkontinuum entweder durch eine frequenzabhängige Feder oder aber durch einen frequenzabhängigen Dämpfer repräsentiert.

$$\eta^2 \leq 1 : k(\eta) = \sqrt{\kappa EA (1 - \eta^2)} \rightarrow \text{Feder.} \quad \eta^2 \geq 1 : d(\eta) = \sqrt{(EA)(\rho A)(1 - \eta^{-2})} \rightarrow \text{Dämpfer.} \quad (9)$$

Diese Zusammenhänge sind wohlbekannt und in der Literatur ausführlich beschrieben; siehe z. B. [2] und [3].

Die Dämpfungscharakteristik in Gleichung (7) ergibt sich aus der Energieabstrahlung ins Unendliche und wird deshalb auch mit geometrischer Dämpfung oder Abstrahldämpfung (*radiation damping*) bezeichnet. Sie hat in keiner Weise etwas mit einer Materialdämpfung zu tun.

Im Fall der Wellenausbreitung besteht eine enge Kopplung zwischen der Kreisfrequenz ω bzw. der Frequenz $f = \frac{\omega}{2\pi}$, der Länge L einer Welle im Ort und der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v . Dies erschließt sich aus der Lösung in Gleichung (6) für $\eta^2 \geq 1$ und damit $\lambda^2 \geq 0$.

Eine Anfangseinwirkung im Punkt $x = 0$ wird innerhalb einer Zeitspanne t bis zum Ortspunkt $x = vt$, $v = \omega\lambda$ fortgeleitet, der so genannten Wellenfront. Dabei ergibt sich folgerichtig die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit v . Überträgt man den Zusammenhang zwischen Frequenz f in Hertz und Periodendauer T mit $T = 1/f$ auf das Paar λ und Wellenlänge L im Ortsbereich, so folgt daraus der fundamentale Zusammenhang zwischen Orts- und Zeitcharakteristik,

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{1}{f}, \quad L = \frac{2\pi}{\lambda}, \quad v = \omega\lambda;$$

$$L = \frac{v}{f}, \tag{10}$$

der z. B. bei der Ortsdiskretisierung von Wellenausbreitungsvorgängen strikt zu beachten ist. Bei bekannter Ausbreitungsgeschwindigkeit ist demnach das Ortnetz einer FEM-Analyse umso feiner zu generieren je größer die für das Problem relevanten Frequenzen sind.

3 Modellierung der Schwingungsstruktur

Die mathematische Standardform für die Beschreibung von Strukturschwingungen im Bauingenieurwesen stellt sich dar als System gekoppelter Bewegungsgleichungen im Zeitbereich mit n Freiheitsgraden, zusammengefasst zur Spalte \mathbf{u} .

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{D}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f}(t) + \mathbf{n}. \tag{11}$$

Die Matrizen \mathbf{M} und \mathbf{K} beschreiben Systemmasse und Systemsteifigkeit und folgen aus gängigen Diskretisierungsprozessen. Nichtlinearitäten \mathbf{n} werden iterativ berücksichtigt. Der Term $\mathbf{D}\dot{\mathbf{u}}$ beschreibt eine viskose geschwindigkeitsproportionale Dämpfung. Am Ein-Massen-Schwinger mit der skalaren Differentialgleichung

$$m\ddot{u} + d\dot{u} + ku = f(t) \tag{12}$$

lässt sich die Dämpferkonstante d sehr gut aus einem Ausschwingversuch ermitteln. Aus dem Verhältnis zweier aufeinander folgender Maxima oder Minima mit der Periodendauer T als Zeitdifferenz folgt das so genannte logarithmische Dekrement

$$\Lambda = \frac{d}{2m}T, \quad T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k}{m}\sqrt{1-D^2}}}, \quad D = \frac{d}{2\sqrt{mk}} \tag{13}$$

und daraus der Wert d .

$$d = \sqrt{mk} \frac{2\Lambda}{\sqrt{\Lambda^2 + 4\pi^2}}, \quad \Lambda = 2\pi \frac{D}{\sqrt{1-D^2}}. \tag{14}$$

Anstelle der dimensionsbehafteten Größe d wird sehr oft der Dämpfungsgrad D als dimensionslose Zahl benutzt. Damit lässt sich zum Beispiel die Antwort des Ein-Massen-Schwingers auf eine harmonische Erregung $f(t) = \hat{f} \cos(\omega t)$ in recht kompakter Weise darstellen.

$$u(t) = \hat{u} \cos(\omega t - \varphi), \quad \hat{u} = \frac{\hat{f}}{k} V, \quad V = \frac{1}{\sqrt{(1-\eta^2)^2 + (2\eta D)^2}},$$

$$\tan \varphi = \frac{2D\eta}{1-\eta^2}, \quad \eta = \frac{\omega}{\sqrt{\frac{k}{m}}} \tag{15}$$

Entscheidend ist dabei die Vergrößerungsfunktion $V(\eta)$ als Funktion des Frequenzverhältnisses η und des Dämpfungsgrades D . Typische Werte für D findet man in der Literatur; so z.B. in [4], [5]. Ohne besondere Maßnahmen ist D selten größer als 0.05. Im Resonanzfall mit $\eta = 1$ wird damit $V = 1/(2D) = 10$, was einer Verzehnfachung der statischen Durchsenkung entspricht.

Neben der viskosen Dämpfung gibt es weitere Möglichkeiten und Mechanismen der Schwingungsreduktion. Der Klärung der Zusammenhänge dient der folgende Abschnitt.

4 Möglichkeiten und Mechanismen der Schwingungsreduktion

Die Schwingungsreduktion kann durch einen wohlabgestimmten Energieaustausch zwischen potenzieller Energie und Bewegungsenergie erreicht werden (man spricht dann von Dämmung oder Isolierung) oder durch eine Umwandlung von mechanischer Energie in thermische Energie wie beim viskosen Dämpfer oder Reibdämpfer. Die Abstrahldämpfung durch Wellenausbreitung ins Unendliche entzieht dem eigentlichen Schwingungssystem ebenfalls Energie, doch verbleibt diese als mechanische Energie im unendlichen Kontinuum, zum Beispiel dem Boden.

Diese weitgehend anschaulichen Mechanismen werden in der Rheologie durch Stoffgesetze verallgemeinert. Dabei erschließen Stoffgesetze für Materialien mit Gedächtnis eine höhere Betrachtungswarte und geben Anlass zu aufschlussreichen Querbeziehungen.

Ein Phänomen ganz anderer Art stellt die so genannte Stochastische Dämpfung dar. Ist das Frequenzverhältnis η zum Beispiel nicht scharf gleich

eins sondern eine normalverteilte Größe mit dem Mittelwert eins, so reduziert sich der Mittelwert der Antwort in erheblichem Maße wie später anhand eines Beispiels gezeigt wird.

4.1 Dämmung, Isolierung

Die Phänomene Dämmung und Isolierung werden insbesondere an einem ungedämpften System

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{kq} = \mathbf{f}(t) \quad (16)$$

definiert. Durch eine modale Transformation

$$\mathbf{q} = \mathbf{Xu}$$

mit neuen Zustandsgrößen \mathbf{u} wird das gekoppelte System (16) mit n Freiheitsgraden in n voneinander entkoppelte Bewegungsgleichungen für jeweils einen Freiheitsgrad u_j mit den Eigenkreisfrequenzen ω_j zerlegt.

$$m_j \ddot{u}_j + k_j u_j = f_j, \quad m_j = \mathbf{x}_j^T \mathbf{M} \mathbf{x}_j, \quad k_j = \mathbf{x}_j^T \mathbf{K} \mathbf{x}_j, \quad f_j = \mathbf{x}_j^T \mathbf{f}. \quad (17)$$

Eine harmonische Erregung $f_j(t) = \hat{f}_j \cos(\Omega t)$ bewirkt eine Antwort $u_j(t) = \hat{u}_j \cos(\Omega t)$ mit frequenzabhängiger Vergrößerungsfunktion $V(\eta)$.

$$\hat{u}_j = \frac{\hat{f}_j}{k_j} V, \quad V = \frac{1}{\sqrt{(1-\eta^2)^2}}, \quad \eta = \frac{\Omega}{\omega_j}, \quad \omega_j^2 = \frac{k_j}{m_j}. \quad (18)$$

Für $\eta^2 > 2$ wird aus der Vergrößerungsfunktion eine Verkleinerungsfunktion mit $V < 1$, wodurch die Begriffe Dämmung und Isolierung begründet werden. Der Isoliergrad i ebenso wie die Körperschalldämmung ζ machen nur für $\eta^2 > 2$ einen Sinn und sind wie folgt definiert:

$$i = \frac{\eta^2 - 2}{\eta^2 - 1}, \quad \eta^2 \geq 2. \quad (19)$$

$$\zeta = -10 \log \left[\frac{V(\eta)}{V(\eta=0)} \right]^2 = -20 \log(1-i) [db], \quad \eta^2 \geq 2.$$

Körperschalldämmung und Isoliergrad sind jeweils relative Maße, wobei das logarithmische Maß ζ in Dezibel [dB] der Akustik entstammt und dort eingeführt wurde, weil der Schalldruck p einen großen Wertebereich von $p = 20 \cdot 10^{-6} \text{ N/m}^2$ bis $p = 100 \text{ N/m}^2$ überstreicht. In der Strukturodynamik ist der Isoliergrad i als linear definiertes Maß dem logarithmischen Maß vorzuziehen.

4.2 Tilger

Ein Tilger wird stets durch eine Zusatzmasse realisiert, die elastisch mit dem eigentlichen Tragwerk verbunden wird. Eine technisch vernünftige Lö-

sung kann dabei nur so aussehen, dass die Tilgermasse m_T lediglich einen Bruchteil $m_T = \mu m$ der eigentlichen Konstruktionsmasse m ausmacht.

$$m_T = \mu m; \quad \mu \ll 1. \quad (20)$$

Sobald der Wert μ vom Tragwerksplaner festgelegt ist, ergibt sich damit die optimale Tilgerfeder k_T .

$$k_T = \frac{\mu}{(1+\mu)^2} k. \quad (21)$$

Im Amplituden-Frequenz-Diagramm für das eigentliche Tragwerk, jetzt für das Zwei-Massen-System, erscheinen zwangsläufig zwei Resonanzstellen. Eine harmonische Erregung am Hauptsystem mit der ursprünglichen Eigenfrequenz des Ein-Massen-Schwingers lässt das Hauptsystem jetzt allerdings vollkommen in Ruhe verharren. Bei einer nur geringfügigen Änderung des Wertes η gerät die Antwort indes sehr schnell in den Einzugsbereich der Polstellen, sodass das getilgte System ohne zusätzlichen Tilgerdämpfer außerordentlich empfindlich auf Frequenzveränderungen reagiert. Durch das Hinzufügen eines wohlabgestimmten viskosen Dämpfers d_T nach der Vorschrift

$$d_T = \sqrt{\frac{3}{2} km \left(\frac{\mu}{1+\mu} \right)^3}, \quad D = \sqrt{\frac{3}{8} \left(\frac{\mu}{1+\mu} \right)^3}, \quad (22)$$

wird diese Empfindlichkeit wesentlich abgemindert.

4.3 Dämpfung, Material mit Gedächtnis

Das Phänomen der viskosen geschwindigkeitsproportionalen Dämpfung ist stets mit einem Verlust an mechanischer Energie verbunden. Der diskreten Dämpfungskraft $f = -d \dot{u}$ im Zusammenwirken mit der rückstellenden Federkraft $f = -ku$ lässt sich ein viskoelastisches Stoffgesetz in Spannungs/Dehnungsform gegenüberstellen; hier mit der Dehnungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$:

$$f = -ku - d\dot{u} \leftrightarrow \sigma = E\epsilon + D\dot{\epsilon}. \quad (23)$$

Verallgemeinerungen für ein viskoelastisches Stoffverhalten

$$\dot{f} + Nf = ku + d\dot{u} \leftrightarrow \dot{\sigma} + N\sigma = E\dot{\epsilon} + D\dot{\epsilon} \quad (24)$$

und weitere Ausprägungen mit höheren Zeitableitungen liegen auf der Hand, wobei die physikalische Rechtfertigung und die Bestimmung der Materialkonstanten zu diskutieren sind. In der Literatur findet man neben Stoffgesetzen in Differentialform wie in (23), (24) auch solche in Integralform.

$$\begin{aligned} \sigma(t) &= \int_0^t E \varepsilon(\tau) \exp[-S(t-\tau)] d\tau, \\ \varepsilon(t) &= \int_0^t S \sigma(\tau) \exp[-E(t-\tau)] d\tau. \end{aligned} \quad (25)$$

Die letztgenannte Formulierung lässt sich als Einfluss der Spannung $\sigma(\tau)$ in der Vorgeschichte auf die Dehnung $\varepsilon(t)$ zum aktuellen Zeitpunkt t deuten. Die Exponentialfunktion mit negativem Exponenten im Integranden wichtet den Einfluss der Spannung in der Vorgeschichte auf die Gegenwart entsprechend dem zeitlichen Abstand $(t-\tau)$. Man spricht auch von einem exponentiell nachlassendem Gedächtnis. In der Analysis wird gezeigt, dass die Integralformulierung als so genanntes Duhamelintegral einer zugeordnete Differentialformulierung entspricht:

$$\varepsilon(t) = \int_0^t S \sigma(\tau) \exp[-E(t-\tau)] d\tau \leftrightarrow \dot{\varepsilon} + E\varepsilon = S\sigma. \quad (26)$$

Die Interpretation des Stoffgesetzes über eine Gedächtnisfunktion gibt Anlass zu anderen Formulierungen mit ähnlicher nachlassender Charakteristik; so zum Beispiel in irrationaler Form mit $\alpha \in \mathbb{R}$:

$$\sigma = \int_0^t E \dot{\varepsilon}(\tau) \frac{d\tau}{(t-\tau)^\alpha}. \quad (27)$$

Auch dafür existiert eine zugeordnete Differentialform, die durch nicht-ganzzahlige Ableitungen gekennzeichnet ist.

$$\sigma \sim D^\alpha \varepsilon = \frac{\partial^\alpha \varepsilon}{(\partial t)^\alpha}, \quad \alpha \in \mathbb{R}. \quad (28)$$

In der Analysis wurden derartige Operatoren bereits vor mehr als hundert Jahren von Riemann und Liouville beschrieben und später insbesondere in der Regelungstheorie und Rheologie eingesetzt. Erläuterungen zu diesen so genannten fraktionalen Ableitungen findet man z.B. in [3] und [7].

Neben dem Dämpfungsverhalten eines viskoelastischen Stoffes existiert das Phänomen der Abstrahldämpfung in räumlich unendlich ausgedehnten Medien; so zum Beispiel im Boden. Bewährt hat sich dafür eine Aufteilung des Untergrundes in ein Nahfeld und ein verbleibendes Fernfeld wie in **Abb. 2a** skizziert. Das Nahfeld enthält geometrische und stoffliche Unregelmäßigkeiten einschließlich Nichtlinearitäten. Das Fernfeld wird als homogenes isotropes Bodenkontinuum angenommen. Die Zustandsgrößen in der Kontaktfuge, das sind die Kraftgrößen F_c und die Deformationsgrößen u_c , werden von der Fernfeldseite aus durch Stoffgesetze der Art (24) bis (26) im Zeitbereich beschrieben.

Eine Alternative nutzt die Darstellung

$$\hat{F}_c = \mathbf{S}(\Omega) \hat{u}_c, \quad \mathbf{F}_c = \hat{F}_c \exp(i\Omega t), \quad \mathbf{u}_c = \hat{u}_c \exp(i\Omega t), \quad (29)$$

über eine dynamische Steifigkeitsmatrix $\mathbf{S}(\Omega)$. Mit Methoden der Systemtheorie kann diese Formulierung (29) in den Zeitbereich transformiert werden, wodurch schließlich wieder Darstellungen der Art (24) bis (26) entstehen, die ihre Entsprechung in analogen Feder-Dämpfer-Systemen finden. Ein Beispiel dazu kann der Arbeit [8] entnommen werden.

Realisierungen dieser Art kommen dem Wunsch des Ingenieurs nach Anschaulichkeit entgegen und finden eine besondere Ausprägung in den Kegelmodellen [2] von Wolf; siehe **Abb. 2b**. Diese Kegel werden als eindimensionale Bodensäulen mit veränderlichem Querschnitt modelliert und in ähnlicher Weise wie im Abschnitt 2, Gleichung (9) beschrieben, in diskrete Federn und Dämpfer abgebildet.

Grundsätzlich bleibt aber festzuhalten, dass die Abstrahldämpfung physikalisch nichts mit einer Materialdämpfung gemein hat; die formale Zuordnung von Feder-Dämpfer-Elementen ändert daran nichts.

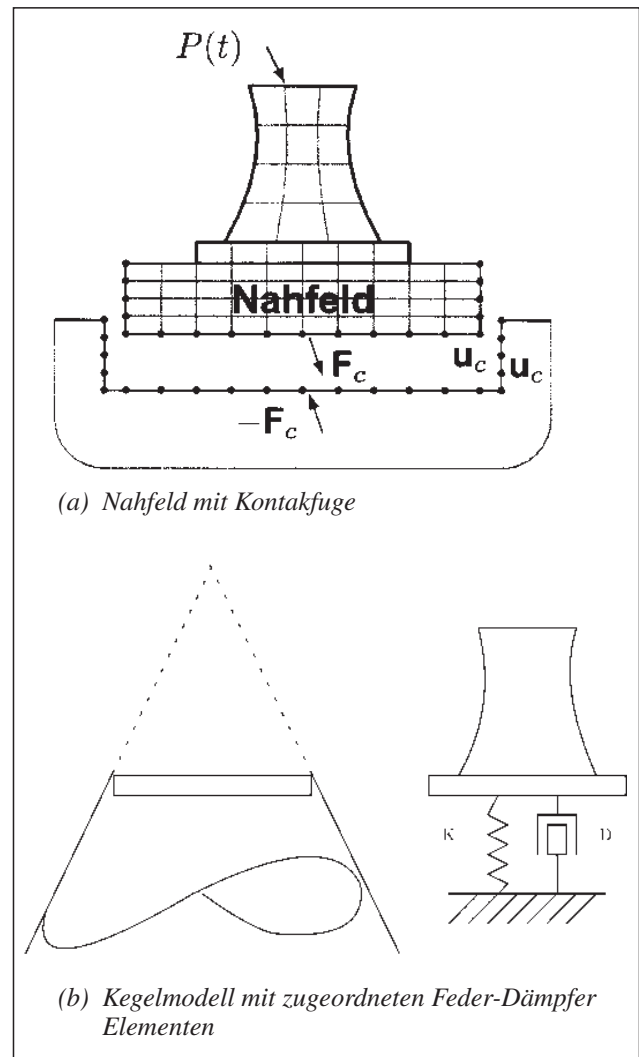


Abb. 2: Modellierungen zur Beschreibung der Abstrahldämpfung

4.4 Schwingungssysteme mit diskreten Dämpfern

Die dynamische Analyse von Bauwerken mit Materialdämpfung und zusätzlichen diskreten Dämpfern, zum Beispiel infolge von Tilgersystemen oder Abstrahldämpfung, erfordert besonderes Augenmerk bei der Generierung der Dämpfungsmatrix **D**, da in diesem Fall die übliche Annahme der proportionalen Dämpfung

$$\mathbf{D} = c_k \mathbf{K} + c_M \mathbf{M} \quad (30)$$

nicht zutrifft. Hintergrund dieser in der praktischen Baudynamik und den verfügbaren Rechenprogrammen verbreiteten Annahme ist die Möglichkeit, das gekoppelte System $\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{D}\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{0}$ durch modale Transformation $\mathbf{q} = \mathbf{X}\mathbf{u}$ mit der Modalmatrix **X** des ungedämpften Systems zu entkoppeln und in Verbindung damit den Dämpfungsgrad *D* aus Tabellenwerken auf das konkret vorliegende Bauwerk anzupassen. Dazu werden lediglich die beiden kleinsten maßgeblichen Eigenkreisfrequenzen ω_I und ω_{II} der Struktur benötigt:

$$c_k = \frac{2D}{\omega_I + \omega_{II}}, \quad c_M = c_k \omega_I \omega_{II}. \quad (31)$$

Dieses Vorgehen wirkt pauschal mit einem einheitlichen Dämpfungsgrad *D* auf alle Schwingungsformen dämpfend ein.

Eine Abstimmung nur auf ω_I mit $c_k = 2D/\omega_I$ und $c_M = 0$ ist ebenfalls möglich.

Eine stärker differenzierende aber weiterhin spezielle Dämpfungsbeschreibung geht aus von der Forderung, dass die noch zu bestimmende Dämpfungsmatrix **D** durch die modale Transformation $\mathbf{q} = \mathbf{X}\mathbf{u}$ auf Diagonalform reduziert wird:

$$\mathbf{X}^T \mathbf{D} \mathbf{X} \stackrel{!}{=} \text{diag} \{d_j\} \rightarrow \mathbf{D} = \sum_{j=1}^{r \leq n} (\mathbf{M} \mathbf{x}_j) \frac{4\pi f_j D_j}{\mathbf{x}_j^T \mathbf{M} \mathbf{x}_j} (\mathbf{M} \mathbf{x}_j)^T. \quad (32)$$

Die sich daraus ergebende Diagonalmatrix lässt eine individuelle Dämpfung mit Dämpfungsgrad *D_j* jeder Eigenform mit Eigenvektor \mathbf{x}_j und Eigenfrequenz *f_j* zu. Die Summation erstreckt sich dabei maximal über alle *n* Freiheitsgrade.

Dennoch wird auch diese allgemeinere Konzeption der Dämpfungsmatrix der Situation mit diskreten Dämpfern in aller Regel nicht gerecht. In diesem Fall sorgt die Modalmatrix des ungedämpften Systems eben nicht für eine Diagonalisierung der Dämpfungsmatrix.

Missachtet man diese Tatsache wissentlich oder auch unwissentlich, so liefern Rechenprogramme

dennoch Ergebnisse, die sogar plausibel erscheinen, da die Ergebnisplots durchaus eine Dämpfungscharakteristik aufweisen, die aber quantitativ falsch ist.

Diese Aussage soll anhand eines konkreten Beispiels belegt werden. Gegeben ist ein Dachbinder mit einer angehängten Empore, die durch das Publikum zu Schwingungen angeregt werden kann. Einen ersten Anhalt für das Schwingungsverhalten bietet die Analyse des zugeordneten Ersatzsystems mit zwei Freiheitsgraden. Die Systemmatrizen **K** und **M** sind gegeben. Die Modalmatrix **X** folgt aus der Lösung des zugeordneten Eigenwertproblems $\mathbf{K}\mathbf{x} = \lambda \mathbf{M}\mathbf{x}$.

$$\mathbf{M} = 10^3 \text{diag} \{ 20 \ 10 \} [\text{kg}],$$

$$\mathbf{K} = 10^6 \begin{bmatrix} 11 & -3 \\ -3 & 3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N \\ m \end{bmatrix} \quad \mathbf{X} = \begin{bmatrix} 0,404 & 1,0 \\ 1,0 & -0,808 \end{bmatrix}. \quad (33)$$

Die Eigenfrequenzen liegen mit $f_1 = 2,13 \text{ Hz}$ und $f_2 = 4,12 \text{ Hz}$ in einem Bereich möglicher Resonanzanregungen, sodass in **Abb. 3** bereits ein erster Tilger auf der Empore vorgesehen ist. Die Auslegung dieses Tilgers auf die erste Schwingungsform mit \mathbf{x}_1 und f_1 beginnt mit der Berechnung der zugehörigen modalen Masse \tilde{m}_1 . Diese Masse wird dem Freiheitsgrad mit der größten Verschiebung (hier $x_{1,2} = 1, 0$) so zugeordnet, dass die Bewegungsenergie $\mathbf{x}_1^T \mathbf{M} \mathbf{x}_1$ des Systems für die erste Schwingungsform erhalten bleibt:

$$\tilde{m}_1 \cdot 1,0^2 \stackrel{!}{=} 10^3 (20 \cdot 0,404^2 + 10 \cdot 1,0^2) \rightarrow$$

$$\tilde{m}_1 = 1,326 \cdot 10^4 [\text{kg}]. \quad (34)$$

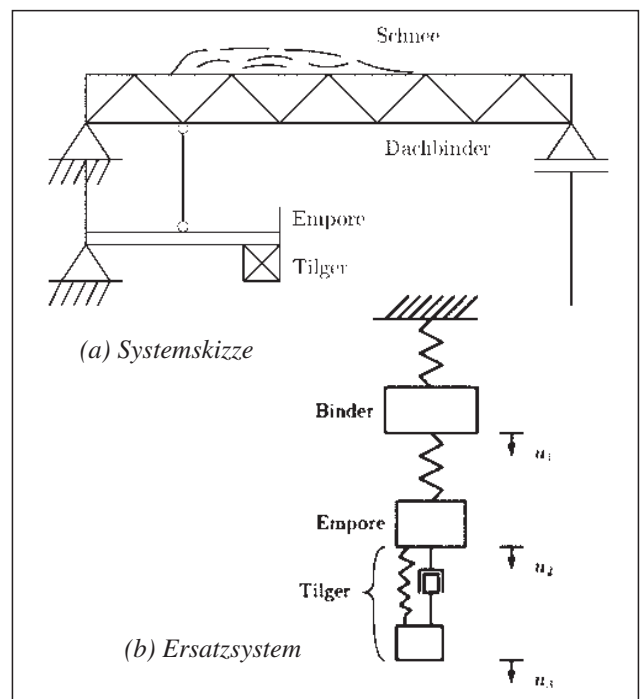


Abb. 3: Ersatzsystem für Dachbinder mit Empore

Die modale Steifigkeit \tilde{k} folgt aus der Erhaltung der Eigenfrequenz f_1 :

$$(2\pi f_1)^2 \stackrel{!}{=} \frac{\tilde{k}_1}{\tilde{m}_1} \rightarrow \tilde{k}_1 = 2,375 \cdot 10^6 \left[\frac{N}{m} \right]. \quad (35)$$

Mit diesen Daten \tilde{m} , \tilde{k} und der konstruktiv gewählten Tilgermasse $m_T = 500 \text{ kg}$ können die weiteren Tilgerelemente entsprechend der vorgenannten Formeln in (20)-(22) berechnet werden:

$$\mu = \frac{m_T}{\tilde{m}_1} = \frac{0,5}{13,26} = 0,038,$$

$$k_T = \frac{\mu}{(1+\mu)^2} \tilde{k}_1 = 8,38 \cdot 10^4 \left[\frac{N}{m} \right];$$

$$d_T = \sqrt{\frac{3}{2} \tilde{k}_1 \tilde{m}_1 \left(\frac{\mu}{1+\mu} \right)^3} = 1,52 \cdot 10^3 \left[\frac{Ns}{m} \right].$$

$$D = \sqrt{\frac{3}{8} \left(\frac{\mu}{1+\mu} \right)^3} = 0,113. \quad (36)$$

Der Tilgerdämpfer verbindet die Freiheitsgrade u_2 und u_3 und generiert eine entsprechend belegte Dämpfungsmatrix:

$$\mathbf{D} = d_T \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -1 \\ 0 & -1 & 1 \end{bmatrix}. \quad (37)$$

Das hier nicht zutreffende Konzept der modalen Dämpfung würde mit den Proportionalitätsfaktoren

$$c_k = \frac{2D}{2\pi(f_1 + f_2)} = 0,005755; \quad c_M = c_k 4\pi^2 f_1 f_2 = 1,994 \quad (38)$$

eine Matrix generieren,

$$\mathbf{D} = 10^3 \begin{bmatrix} 103,185 & -17,265 & 0 \\ -17,265 & 37,688 & -0,4834 \\ 0 & -0,4834 & 1,4804 \end{bmatrix}. \quad (39)$$

die erkennbar wenig mit der korrekten Dämpfungsmatrix in (37) gemein hat.

Entsprechend unterschiedlich stellen sich die Ergebnisse dar für eine konkrete Belastung; so zum Beispiel für eine eingeprägte Anfangsauslenkung $q_2(t=0) = 10^{-3} \text{ [m]}$ der Empore infolge einer Stoßeinwirkung. Die Auftragung der Emporenauslenkung über der Zeit in **Abb. 4a** zeigt für die korrekte Dämpfungsmodellierung zunächst eine starke Abnahme der niederfrequenten Schwingung mit der Schwingungsdauer $T_1 = 1/f_1 = 0,47 \text{ [s]}$ und einen kaum gedämpften Anschlussbereich mit einer Periodendauer, die der zweiten Eigenfrequenz zugeordnet

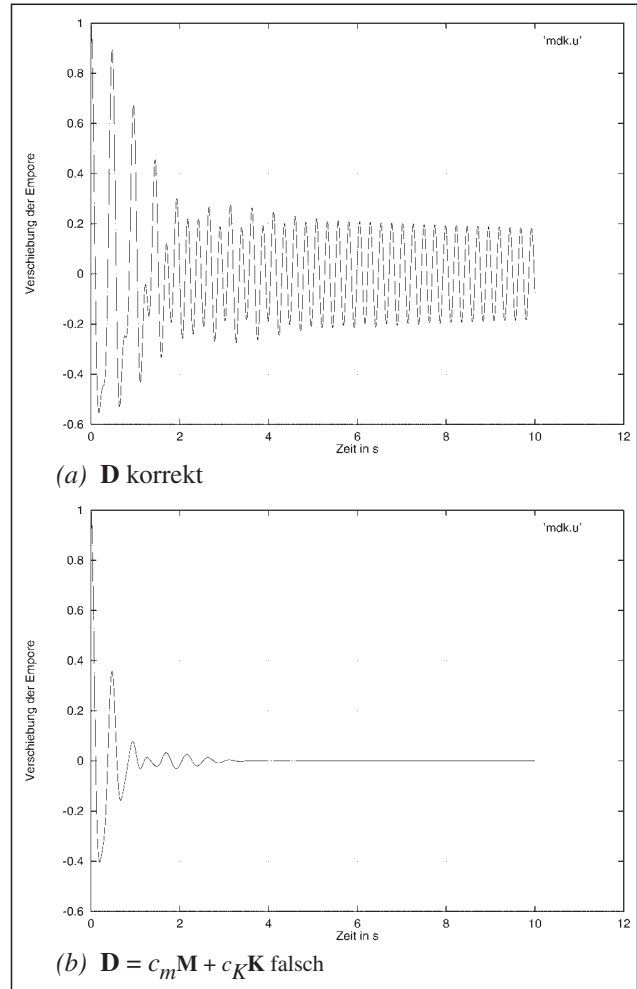


Abb. 4: Verschiebung $q_2(t)$ der Empore infolge Anfangsauslenkung $q_2(t=0) = 1 \text{ mm}$

ist. Die Auslegung des Tilgers nur hinsichtlich der Schwingungsform mit der kleinsten Eigenfrequenz steht demnach voll im Einklang mit dem Ergebnis.

Der entsprechende Graph auf der Grundlage der modalen Dämpfung in **Abb. 4b** zeigt ebenfalls die Charakteristik einer gedämpften Schwingung, stimmt aber quantitativ in keiner Weise mit dem korrekten Ergebnis überein.

Das Amplituden-Frequenz-Diagramm für die korrekte Dämpfungsbeschreibung in **Abb. 5a** zeigt den typischen Doppelhügel im Bereich der getilgten Frequenz von $f_1 = 2,13 \text{ [Hz]}$ und die weiterhin starke Überhöhung im Bereich der zweiten Eigenfrequenz. Um auch hier unerwünschte Resonanzerscheinungen bei Erregung durch menschliche Aktivitäten zu unterdrücken, wird ein zweiter Tilger angeordnet. Da der Eigenvektor \mathbf{x}_2 zur Eigenfrequenz $f_2 = 4,12 \text{ [Hz]}$ seine betragsgrößte Komponente in der ersten Position enthält, also zugeordnet dem Dachbinder, wird der Tilger dort angebunden. Die modale Masse \tilde{m}_2 und damit die modale Steifigkeit \tilde{k}_2 ergeben sich in ähnlicher Weise wie vorher:

$$\begin{aligned} \tilde{m}_2 \cdot 1,0^2 &\stackrel{!}{=} 10^3 (20 \cdot 1,0^2 + 10 \cdot 0,808^2) \rightarrow \\ \tilde{m}_2 &= 2,653 \cdot 10^4 \text{ [kg]}; \\ \tilde{k}_2 &= \tilde{m}_2 (2\pi f_2)^2 = 17,8 \cdot 10^6 \left[\frac{\text{N}}{\text{m}} \right]. \end{aligned} \quad (40)$$

Aus der Vorgabe der Masse des zweiten Tilgers zu ebenfalls 500 [kg] folgen die weiteren Tilgerdaten:

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{m_T}{\tilde{m}_2} = \frac{0,5}{26,53} = 0,019, \\ k_T &= 3,26 \cdot 10^5 \left[\frac{\text{N}}{\text{m}} \right], \\ d_T &= 2,14 \cdot 10^3 \left[\frac{\text{N}}{\text{m}} \right], \\ D &= 0,082. \end{aligned} \quad (41)$$

Die Wirkung des zweiten Tilgers zeigt sich einerseits anhand des zweiten Doppelhügels im Amplituden-Frequenz-Diagramm (**Abb. 5b**) und anderer-

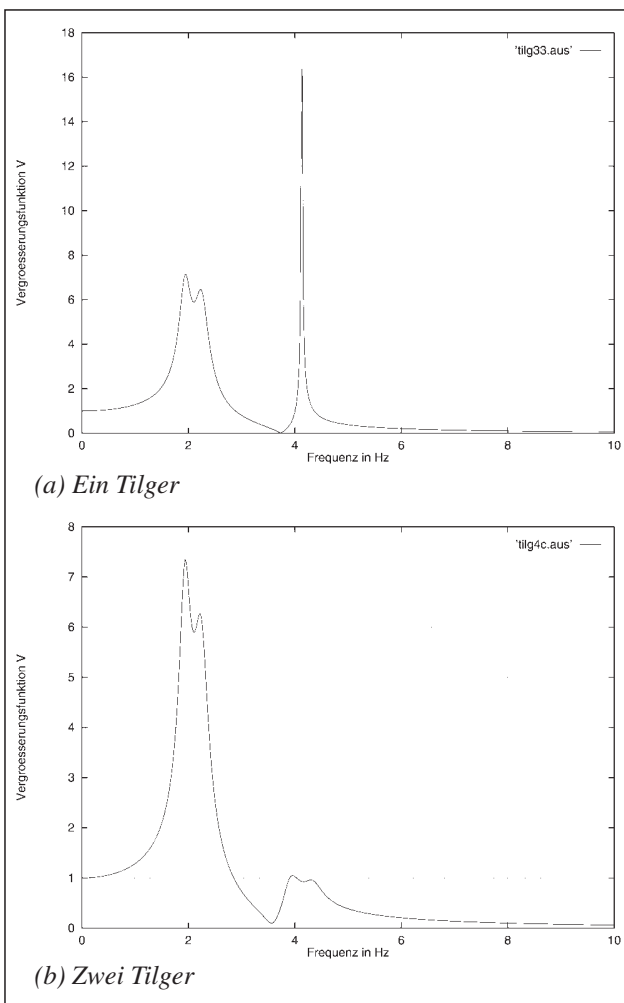


Abb. 5: Amplituden-Frequenz-Diagramm für die Auslenkung der Empore bei korrekter Dämpfungsmatrix mit einem Tilger (a) und zwei Tilgern (b)

seits im raschen Abklingen der Anfangsauslenkung innerhalb von sechs Sekunden in **Abb. 6** ohne eine verbleibende Nachschwingung mit der zweiten Eigenfrequenz.

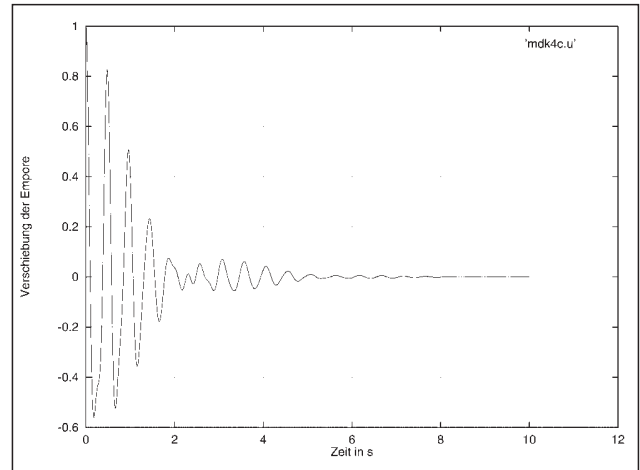


Abb. 6: Systemantwort $q_2(t)$ der Empore bei Stoß mit 2 Tilgern

5 Stochastische Dämpfung

Die bisherigen Ausführungen und Ergebnisse basieren auf einer deterministischen Betrachtungsweise mit scharfen System- und Eingangsdaten, wodurch sich eine entsprechend scharfe Systemantwort ergibt. Andererseits ist insbesondere die Erregung durch menschliche Aktivitäten mit einem gewissen Unschärfegrad verbunden. Dies gilt bereits für eine Einzelperson und erst recht für Gruppen. Ein typisches Ergebnis zur Synchronisation eines Menschenstromes über eine Fußgängerbrücke liegt von Meek [6] vor. Die Ungleichmäßigkeit der Erregung $f(t)$ beim Gehen von N Menschen lässt sich bei identischer Erregerfrequenz durch eine Rayleigh-Verteilung des Phasenwinkels φ realisieren. Die Erregung durch eine Person mit der Kraftamplitude P_0 ,

$$\begin{aligned} f(t) &= P_0 \sin(2\pi f t + \varphi) \\ &= P_0 (\sin 2\pi f t \cos \varphi + \cos 2\pi f t \sin \varphi) \end{aligned} \quad (42)$$

summiert sich zur Kraftsumme eines Kollektivs von N Personen mit einer äquivalenten Anzahl von N_{eff} im Gleichschritt gehenden Personen.

$$\sum_{j=1}^N f_j(t) = P_0 N_{eff} \cdot \quad (43)$$

Meek zeigt die Rayleigh-Verteilung von N_{eff} mit dem Mittelwert μ und der Standardabweichung σ :

$$\mu = \sqrt{\pi N / 4}, \quad \sigma = \sqrt{\left(1 - \frac{\pi}{4}\right) N}. \quad (44)$$

Wählt man nicht den Mittelwert als maßgebliche Größe, sondern diejenige Zahl, die in höchstens $P = 5\%$ aller Fälle überschritten wird, so gilt

$$N_{eff} = \sqrt{N(-\ln P)} \approx \sqrt{3N}. \quad (45)$$

Einem Kollektiv mit $N = 100$ Menschen, die gleichfrequent aber nicht synchron gehen, ist demnach eine synchrone Gruppe mit deutlich weniger Personen zugeordnet.

$$\text{Mittelwert: } \mu = \sqrt{25\pi} = 8,9,$$

$$P = 5\%: \quad N_{eff} = \sqrt{300} = 17,3. \quad (46)$$

Hier soll der Einfluss einer Gauss'schen Gleichverteilung des Frequenzverhältnisses η im Umfeld des kritischen Resonanzwertes $\eta = 1$ mit der Standardabweichung $\sigma = 0,15$ skizziert werden. Bei bekannter Vergrößerungsfunktion $V(\eta)$ folgt der Erwartungswert der Vergrößerungsfunktion mit dem Mittelwert $\mu = 1$ des Frequenzverhältnisses η aus:

$$E[V] = \int_{-\infty}^{\infty} V(\eta) \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\eta-\mu)^2}{2\sigma^2}\right] d\eta,$$

$$\text{hier } \mu = 1,0; \quad \sigma = 0,15. \quad (47)$$

Für den viskos gedämpften Ein-Massen-Schwinger liegt die Vergrößerungsfunktion in Gleichung (15) in geschlossener Form vor,

$$V(\eta) = \frac{1}{\sqrt{(1-\eta^2)^2 + (2D\eta)^2}}, \quad (48)$$

und der Erwartungswert bei vorgegebenem Dämpfungsgrad $D = 0,05$ folgt aus einer numerischen Integration.

$$E[V] = 5,1. \quad (49)$$

Gegenüber einer Rechnung mit dem scharfen Wert $\eta = 1$ und dem dazugehörigen Wert $V(\eta = 1) = 10$ der Vergrößerungsfunktion ist dies eine erhebliche Reduzierung.

Wie weit man Spielräume dieser Art ausschöpft oder durch maximale Überschreitenswahrscheinlichkeiten beschränkt, ist in Würdigung der jeweiligen Situation von allen Verantwortlichen einvernehmlich festzulegen.

6 Literatur

-
- [1] Rayleigh, J. W. S.: *The Theory of Sound*. Dover Publications, New York, Reprint.
 - [2] Wolf, J. P.: *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1994.
 - [3] Trinks, C.: *Consistent absorbing boundaries for time-domain interaction analysis using fractional calculus*. Dissertation TU Dresden, 2005.
 - [4] Petersen, Ch.: *Dynamik der Baukonstruktionen*. Vieweg & Sohn, Braunschweig/Wiesbaden, 1996.
 - [5] Ruscheweyh, H.: *Dynamische Windwirkung an Bauwerken*. Bd. 2: Praktische Anwendungen. Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1982.
 - [6] Meek, J. W.: *Schwingungstilger auf Fußgängerbrücken*. Bau-technik 73, 1996, S. 348-355.
 - [7] Podlubny, I.: *Fractional Differential Equations*. Vol. 198 of Mathematics in Science and Engineering. Academic Press, San Diego etc., 1999.
 - [8] Ruge, P.; Trinks, C.; Witte, S.: *Time-domain analysis of unbounded media using mixed-variable formulations*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 30, 2001, pp. 899-925.

Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Bauwerken

Ein neues praktisches Werkzeug mit breitem Anwendungsspektrum und hoher Leistungsfähigkeit

Der folgende Beitrag stellt eine systematische Methodik zur Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Bauwerken vor. Damit wird dem Ingenieur ein Werkzeug zur Verfügung gestellt, mit der die Erdbebensicherheit als wichtiger Teilaspekt der Unterhaltung des Bauwerksbestands beurteilt werden kann.



Univ. Prof. Dr.-Ing. Konstantin Meskouros
Professor für Baustatik und Baudynamik an der RWTH Aachen
kmeskou@lbb.rwth-aachen.de



Dr.-Ing. Christoph Butenweg
Oberingenieur am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen



Dipl.-Ing. Philippe Renault
Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen

1 Einführung

Die Erhaltung des Bauwerksbestandes und das Bauen im Bestand ist eine für die Bauindustrie zentrale Aufgabenstellung mit wachsender wirtschaftlicher Bedeutung.

Ein wichtiger Bestandteil ist hierbei die Beurteilung der Standsicherheit bestehender Bauwerke unter Gebrauchslasten sowie unter außergewöhnlichen Einwirkungen. Diese Beurteilung ist auf Grund unvollständiger Planungsunterlagen, unbekannter Materialeigenschaften und durch Umbauten in Folge von Funktionsänderungen der Bauwerke häufig nur schwer möglich.

Besonders problematisch ist die Analyse der Erdbebensicherheit, da eine Vielzahl von Bauwerken in Deutschland vor der Einführung der Erdbebennorm DIN 4149 [1] im Jahr 1981 errichtet wurden. Zusätzlich muss berücksichtigt werden, dass sich die Erdbebenzonen in der Neufassung der Norm [2] geändert haben und die Belastungen auf Grund neuerer seismologischer Erkenntnisse angestiegen sind.

Da aus finanziellen Gründen nicht für alle Bauwerke eine Neuberechnung durchgeführt werden kann, benötigt der praktisch tätige Ingenieur eine Beurteilungsmethode, mit der er in Abhängigkeit vom Bauwerkstyp und der seismischen Standortbelastung mit einem vertretbaren Aufwand eine Abschätzung der seismischen Standsicherheit durchführen kann.

Im Folgenden wird ein Gesamtkonzept für die Beurteilung der Erdbebensicherheit von Bauwerken vorgestellt, mit dem die systematische Analyse von Hochbauten, Versorgungsbauwerken sowie Bauwerken der Verkehrsinfrastruktur und industrieller Anlagen durchgeführt werden kann. Ziel ist es, die Standsicherheit im Erdbebenfall zu beurteilen und die Schwachstellen von Bauwerken und Anlagen zu identifizieren, so dass geeignete bauliche Präventivmaßnahmen ergriffen werden können.

2 Gesamtkonzept zur Beurteilung der Erdbebensicherheit

2.1 Beurteilungsmethodik

Für die Beurteilung der Erdbebensicherheit wird eine Vorgehensweise aus drei aufeinander aufbauenden Untersuchungsstufen mit steigendem Untersuchungsaufwand verwendet. Die hierarchische Abfolge der Untersuchungsstufen gewährleistet eine Minimierung des Aufwands, da das Ergebnis der jeweils niedrigeren Stufe über die Notwendigkeit weiterer Untersuchungen in der nächst höheren Stufe entscheidet.

In der ersten Untersuchungsstufe wird die seismische Vulnerabilität („Verletzlichkeit“) auf Grundlage allgemeiner Bauwerksdaten wie Baujahr, Bauwerkstyp, Material, Tragsystem usw. bestimmt. Die Vulnerabilität wird hier verstanden als die mögliche Schädigung, die ein Bauwerk infolge eines am Standort potentiell möglichen Erdbebens erfahren kann. Der Zusammenhang zwischen Schädigung und Erdbebeneinwirkung wird durch Vulnerabilitätskurven beschrieben, die durch statistische Auswertung von Erdbebenschäden oder Expertenbefragungen aufgestellt werden. Die umfangreichste Zusammenstellung von Vulnerabilitätskurven auf dieser Grundlage findet sich im ATC 13 [3], in dem zahlreiche Experten basierend auf 5 Schädigungsstufen 78 in den USA weit verbreitete Bauwerkstypen beurteilt haben. Da eine direkte Übertragung dieser Kurven auf andere Länder auf Grund der unterschiedlichen Bauweisen und Untergrundverhältnisse nicht möglich ist, erfolgt eine Anpassung der Kurven.

In der zweiten Untersuchungsstufe werden die vorhandenen Bauwerksunterlagen gesichtet, und es wird eine Bauwerksbegehung mit Messung der Eigenfrequenzen und Aufnahme fehlender Bauteilabmessungen durchgeführt. Mit den vorhandenen Bauwerksinformationen werden dann vereinfachte dynamische Rechenmodelle zur Überprüfung des lateralen Aussteifungssystems erstellt. Ein etabliertes Berechnungsverfahren in dieser Stufe ist die Kapazitätsspektrumsmethode, die den Schnittpunkt (*Performance Point*) des Kapazitätsspektrums eines Gebäudes mit einem reduzierten Antwortspektrum bestimmt, um die maximale Spektralverschiebung für ein Bemessungsbeben zu ermitteln. Die Methode findet in dem Programm HAZUS-MH [4] Anwendung, in dem in Abhängigkeit von der Konstruktionsart, dem Baumaterial und der Bauwerkshöhe die Kapazitätsspektren für 36 Bauwerkstypen bereitgestellt werden. Die Genauigkeit der HAZUS-MH zugrunde liegenden Vorgehensweise ist begrenzt, da nur drei

charakteristische Bauwerkseigenschaften berücksichtigt werden und das Bauwerksmodell einem einfachen nichtlinearen Einmassenschwinger entspricht. Trotz der Genauigkeitsgrenzen wird die Methode in den USA erfolgreich für großflächige Untersuchungen eingesetzt.

In der dritten Untersuchungsstufe wird, basierend auf den vorhandenen Bauwerksunterlagen und einer Bauwerksbegehung, ein detailliertes Modell des Bauwerks erstellt. Mit Hilfe dieses Modells werden die Zustandsgrößen infolge der Erdbebeneinwirkung mit dem multimodalen Antwortspektrenverfahren oder einer Zeitverlaufsberechnung bestimmt. Diese Stufe ist sehr aufwendig und wird nur durchgeführt, wenn bei den vorhergehenden Untersuchungsstufen kritische Punkte detektiert wurden.

Im Folgenden werden die für die Durchführung der Beurteilung notwendigen Bausteine vorgestellt. Konkret muss die strukturelle Schädigung durch Schädigungsindikatoren beschrieben, eine sinnvolle Bauwerksklassifizierung gewählt und die seismische Standortgefährdung durch geeignete Parameter definiert werden.

2.2 Bauwerksschädigung

2.2.1 Strukturelle Schädigungsindikatoren

Die strukturelle Bauwerksschädigung infolge seismischer Einwirkungen wird durch Schädigungsindikatoren quantifiziert. Die am häufigsten verwendeten Schädigungsfaktoren für Gebäude sind im Folgenden zusammengestellt.

Relative Stockwerksverschiebung (Interstory Drift), ID

Die relative Stockwerksverschiebung ID ist das Verhältnis der maximalen gegenseitigen Verschiebung $|u|_{\max}$ zweier benachbarter Deckenebenen zur Etagehöhe h :

$$ID = \frac{|u|_{\max}}{h}$$

Verschiebungsduktilität auf Stockwerkebene, μ_δ

Die Verschiebungsduktilität ergibt sich als Quotient der relativen Stockwerksverschiebung ID mit der relativen Verschiebung u_y beim Verlassen des linear-elastischen Bereichs:

$$\mu_\delta = \frac{ID}{u_y}$$

Die Verschiebung u_y kann durch den Schnittpunkt der Tangenten des elastischen und des plastischen Bereichs der Last-Verformungs-Kurve (*Pushover-Kurve*) bestimmt werden.

Normalisierte dissipierte hysteretische Energie (Normalized Hysteretic Energy), NHE

NHE entspricht der während aller Belastungszyklen hysteretisch dissipierten Gesamtenergie, die durch den Arbeitsbetrag $R_y \cdot u_y$ normiert wird:

$$NHE = \frac{1}{R_y \cdot u_y} \sum_{i=1}^N (\oint R_u \, du)$$

Darin ist R_u die maximale Rückstellkraft jeder Etage, N die Anzahl der Belastungszyklen und R_y die Rückstellkraft beim Verlassen des elastischen Bereichs.

PARK/ANG-Indikator, DI

Der für Stahlbeton bekannteste Schädigungsindikator wurde von Park und Ang [5] eingeführt:

$$DI = \frac{|u|_{\max}}{u_{\text{ult}}} + \beta \cdot \frac{HE}{R_y \cdot u_{\text{ult}}}$$

Dabei entspricht u_{ult} der maximalen Verschiebungskapazität, β ist ein Wichtungsfaktor (etwa 0,15) und HE ist die hysteretisch dissipierte Energie.

Die genannten Indikatoren sind für die Verwendung in den ersten beiden Untersuchungsstufen deshalb sinnvoll, weil die Schädigung der in der Literatur angegebenen Vulnerabilitätskurven durch diese Indikatoren beschrieben werden kann.

2.2.2 Ökonomische Schädigungsindikatoren

Die meisten strukturellen Schädigungsindikatoren können im Versicherungssektor nicht direkt verwendet werden, da sie die finanziellen Folgen der Schädigung nicht oder nur geringfügig berücksichtigen. Aus diesem Grund werden häufig folgende ökonomische Schädigungsindikatoren verwendet:

■ Damage ratio, DR

Dieser Wert ist definiert als:

$$DR = \frac{\text{Sanierungskosten des Gebäudes}}{\text{Bauwerkswert}}$$

■ Mean damage ratio, MDR

Das ist der Erwartungswert vom DR bei einer Erdbebenintensität I:

$$MDR(t) = E[DR|I]$$

Dieser entspricht dem Verhältnis der Summe der Sanierungskosten einer Bauwerksgruppe zur Summe der Bauwerkswerte und wird zur Berechnung der Prämien in der Versicherungsindustrie herangezogen.

■ Probable Loss, PL

Die monetäre seismische Schädigung des Bauwerks (ohne Einrichtungen), die mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit in einer Zeitspanne überschritten wird, wird als Probable Loss bezeichnet. Dieser Wert wird ebenfalls im Verhältnis zum Bauwerkswert angegeben. Die PL-Werte werden in einem konsistenten statistischen Verfahren ermittelt, wobei die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen der möglichen Erdbebenintensitäten und der Bauwerksschädigungen durch diese Intensitäten berücksichtigt werden. PL-Werte werden entweder für eine bestimmte Wiederkehrperiode oder für eine bestimmte Überschreitungswahrscheinlichkeit in einer Zeitperiode angegeben.

2.3 Bauwerksklassifizierung

Die Grundlage des Konzeptes bildet die in **Abb. 1** dargestellte Bauwerksklassifizierung. Für die dort angegebenen Bauwerksklassen erfolgt eine weitere Aufteilung in Unterklassen, für die jeweils die Untersuchungsstufen spezifiziert werden müssen. Die Spezifizierung beinhaltet in der ersten Untersuchungsstufe die Definition der Schädigung und die Auswahl geeigneter Vulnerabilitätskurven. In der zweiten Stufe sind die vereinfachten Rechenmodelle und die vor Ort zu bestimmenden Bauwerkssparameter festzulegen, und in der dritten Stufe sind die Aspekte der detaillierten Bauwerksmodellierung zu konkretisieren.



Abb. 1: Übergeordnete Bauwerksklassifizierung

2.4 Seismische Standortgefährdung

Die seismische Standortgefährdung wird in Deutschland in der Regel durch das in der DIN 4149 [2] definierte Antwortspektrum mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren definiert. Dieses Spektrum kann sowohl für die vereinfachten Berechnungen der zweiten Stufe als auch für Berechnungen nach dem multimodalen Antwortspektrum in der dritten Untersuchungsstufe verwendet werden. Aus diesem Spektrum können zudem spektrumskompatible Zeitverläufe

fe generiert werden, die für die Durchführung von Zeitverlaufsberechnungen benötigt werden.

Bei Sonderbauwerken ist zu beachten, dass die Wiederkehrperiode von 475 Jahren auf Grund der höheren Bedeutung der Bauwerke kein ausreichendes Sicherheitsniveau darstellt. Für Talsperren sind Spektren mit einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren zu verwenden [6] und bei Industrieanlagen wird das Sicherheitsniveau entsprechend dem Eurocode 8, Teil 4 [7] durch Bedeutungsfaktoren in Abhängigkeit des Gefährdungspotenzials angehoben.

Alternativ kann die seismische Standortgefährdung durch eine probabilistische Gefährdungsanalyse (PSHA) des Standorts ermittelt werden. Beispielhaft ist in **Abb. 2** die Gefährdungskurve für den Standort der Rheinbrücke Emmerich dargestellt. Diese Gefährdungskurve wurde von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe [8] mit einer PSHA basierend auf dem deutschen Erdbebenkatalog unter Berücksichtigung der lokalen Untergrundbedingungen ermittelt. Hierbei wurde die maximal mögliche Intensität in der Niederrheinischen Bucht (NB) zu 8,5 MSK angenommen.

Die größte historisch beobachtete Intensität am Standort liegt bei 8,0 MSK. Die Standardabweichung der dargestellten Gefährdungskurve beträgt 0,5 MSK. Durch Umrechnung der Intensität in eine Bodenbeschleunigung nach der Beziehung von Murphy und O'Brien [9] ergibt sich der Zusammenhang zwischen jährlicher Überschreitungswahrscheinlichkeit und Bodenbeschleunigung. Mit diesem Zusammenhang und den Informationen über die Untergrund- und Bodenklassen können die Antwortspektren nach der Neufassung der DIN 4149 [2] für verschiedene Überschreitungswahrscheinlichkeiten ermittelt werden.

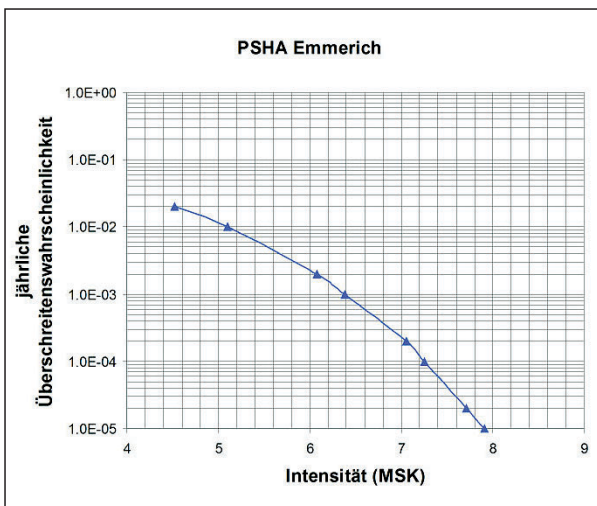


Abb. 2: Seismische Gefährdungskurve des Brückenstandorts [8]

3 Anwendungsbeispiele

Im Folgenden wird die Anwendung der mehrstufigen Beurteilungsmethodik für verschiedene Bauwerksklassen vorgestellt. Die Klassen wurden hierbei so gewählt, dass ein Spektrum von üblichen Hochbauten, Versorgungsbauwerken bis hin zu infrastrukturellen Bauwerken abgedeckt wird.

3.1 Hochbauten

Grundsätzlich lassen sich Hochbauten entsprechend ihrer strukturellen Merkmale, den verwendeten Baustoffen und der Gebäudehöhe klassifizieren. **Tabelle 1** zeigt exemplarisch die häufig verwendete Klassifizierung nach HAZUS-MH [4], die für Risikoanalysen in den USA verwendet wird.

	Beschreibung	Bauwerkshöhe	
		Bezeichnung	Stockwerke
1	Biegesteifer Stahlrahmen	Gebäude geringer Höhe	1-3
2		Gebäude mittlerer Höhe	4-7
3		Hochhaus	8+
4	Unverschieblicher Stahlfachwerkrahmen	Gebäude geringer Höhe	1-3
5		Gebäude mittlerer Höhe	4-7
6		Hochhaus	8+
7	Leichter Stahlrahmen		Alle
8	Stahlrahmen mit Ortbeton-Schubwänden	Gebäude geringer Höhe	1-3
9		Gebäude mittlerer Höhe	4-7
10		Hochhaus	8+
11	Stahlrahmen mit Ausfachungswänden aus unbewehrtem Mauerwerk	Gebäude geringer Höhe	1-3
12		Gebäude mittlerer Höhe	4-7
13		Hochhaus	8+
14	Biegesteifer Betonrahmen	Gebäude geringer Höhe	1-3
15		Gebäude mittlerer Höhe	4-7
16		Hochhaus	8+
17	Beton Schubwände	Gebäude geringer Höhe	1-3
18		Gebäude mittlerer Höhe	4-7
19		Hochhaus	8+
20	Betonrahmen mit Ausfachungswänden aus unbewehrtem Mauerwerk	Gebäude geringer Höhe	1-3
21		Gebäude mittlerer Höhe	4-7
22		Hochhaus	8+
23	Betonfertigteile-Wände		Alle
24	Fertigteile Betonrahmen mit Betonschubwänden	Gebäude geringer Höhe	1-3
25		Gebäude mittlerer Höhe	4-7
26		Hochhaus	8+
27	Bewehrte tragende Mauerwerkswände mit Holz- oder Stahlaussteifungsträgern	Gebäude geringer Höhe	1-3
28		Gebäude mittlerer Höhe	4+
29	Bewehrte tragende Mauerwerkswände mit Fertigteilaussteifungsträgern	Gebäude geringer Höhe	1-3
30		Gebäude mittlerer Höhe	4-7
31		Hochhaus	8+
32	Unbewehrte tragende Mauerwerkswände	Gebäude geringer Höhe	1-2
33		Gebäude mittlerer Höhe	3+

Tabelle 1: Gebäudeklassifizierung nach HAZUS-MH [4]



Abb. 3: Verwaltungsgebäude der Wasserversorgung von Istanbul

Verwaltungsgebäude mit Versorgungsfunktion müssen auch im Falle eines Erdbebens zur Aufrechterhaltung der Versorgung der Bevölkerung funktionsfähig bleiben. Im Rahmen einer Untersuchung der Erdbebengefährdung von Gebäuden in Istanbul wurde das in **Abb. 3** dargestellte Verwaltungsgebäude der städtischen Wasserversorgung untersucht. Es handelt sich um ein Gebäude mit 10 Geschossen, das in der höchsten Erdbebenzone der Türkei liegt. Nach Eurocode 8 [7] wird das Gebäude der Bedeutungskategorie I zugeordnet und muss demnach nach einem Erdbeben eine uneingeschränkte Nutzbarkeit aufweisen.

Exemplarisch werden hier die Ergebnisse bei Anwendung der zweiten Untersuchungsstufe vorgestellt. Hierbei wurden die charakteristischen Bauwerkseigenschaften unter Berücksichtigung gemessener Eigenfrequenzen ausgewertet. Zusätzlich wurde das laterale Aussteifungssystem durch vereinfachte Rechenmodelle überprüft. Für detaillierte Informationen sei an dieser Stelle auf Meskouris et al. [10] verwiesen. Die Untersuchung ergab, dass das Gebäude die am Standort möglichen Erdbebenlasten nicht aufnehmen kann. Es ist daher mit Schäden zu rechnen, die eine uneingeschränkte Nutzbarkeit des Gebäudes gefährden. Bei der Beurteilung wurden auch die vor



Abb. 4: Vorhandene Schäden im Verwaltungsgebäude

Ort aufgedeckten strukturellen Schäden an tragenden Stahlbetonbauteilen berücksichtigt (**Abb. 4**).

In **Tabelle 2** sind für die Erdbebenintensitäten von 6 bis 9 die zu erwartenden Schadensraten in Form der in Abschnitt 2.2.2 definierten ökonomischen Schädigungsfaktoren angegeben.

Erdbebenintensität (MMI)	Mean damage ratio „MDR“	Probable Maximum Loss „PML“
6-7	4 %	10 %
8	15 %	27 %
9	33 %	55 %

Tabelle 2: Ergebnisse der zweiten Untersuchungsstufe

3.2 Brückenbauwerke

Die praktische Anwendung des Beurteilungskonzeptes auf Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur wird am Beispiel der Rheinbrücke Emmerich demonstriert. Die Untersuchung erfolgte mit dem in einem Forschungsprojekt für die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) [11] entwickelten „Seismischen Vulnerabilitätsbewertungssystem für Brücken“ (SVBS). Dieses System stellt für den Ingenieur ein Werkzeug für eine effiziente Durchführung der mehrstufigen Methode dar. Konkret unterstützt das System die Erfassung der Brückendaten, die Ermittlung der seismischen Standortgefährdung, die Erstellung der Rechenmodelle, die Auswertung und Interpretation der Untersuchungsergebnisse und die strukturierte Archivierung der Daten auf einem zentralen Datenbankserver. Hierbei ist insbesondere die direkte Kopplung an die bundesweite Datenbank SIB-Bauwerke [12] von Vorteil, da aus dieser die wesentlichen Brückendaten ausgelesen werden können, so dass sich der Eingabeaufwand auf ein Minimum beschränkt. **Abb. 5** zeigt die grafische Oberfläche des Systems am Beispiel der Rheinbrücke Emmerich.

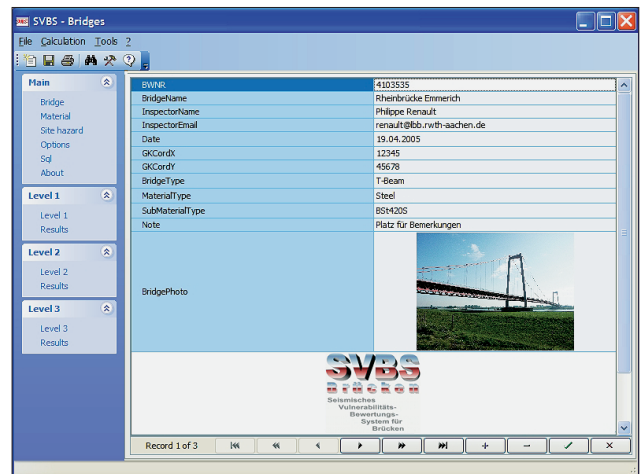


Abb. 5: SVBS: Seismisches Vulnerabilitätsbewertungssystem für Brücken [11]

Die Brücke ist mit einer Spannweite von 500 m in der Hauptöffnung und einer Gesamtlänge von 803 m die größte Hängebrücke in Deutschland. Bei einem Ausfall der Brücke im Erdbebenfall müsste der Verkehr mit hohem Aufwand über Landstraßen mit einem Umweg von etwa 35 km umgeleitet werden, und der volkswirtschaftliche Schaden wäre beträchtlich. Auf Grund der Bedeutung der Rheinbrücke Emmerich wurde für den Brückenstandort die spezifische seismische Gefährdungskurve ermittelt und den Untersuchungen zugrunde gelegt (**Abb. 2**).

In der ersten Untersuchungsstufe wurden Fragilitätskurven nach dem HAZUS-MH-Verfahren ermittelt. Daraus ergeben sich zunächst verallgemeinerte mittlere Kurven ohne Berücksichtigung der spezifischen Eigenschaften des Bauwerks. Diese wurden deshalb mit den Ergebnissen eines für Hängebrücken entwickelten Bewertungsschemas modifiziert [13]. Die daraus resultierenden Fragilitätskurven für die Hängebrücke Emmerich sind in **Abb. 6** dargestellt.

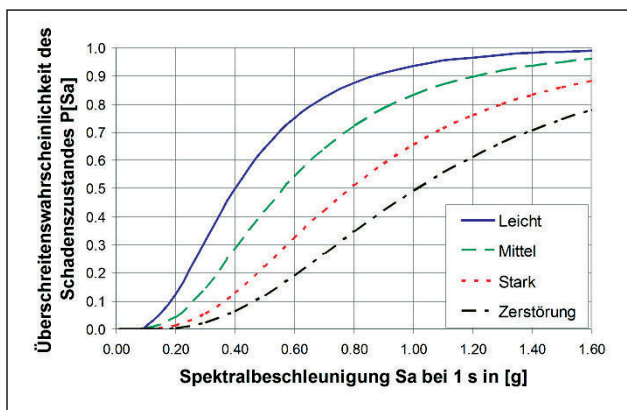


Abb. 6: Fragilitätskurven für die Brücke Emmerich

Aus den Fragilitätskurven kann zu einer vorgegebenen Spektralbeschleunigung (Spektralordinate bei der Grundeigenfrequenz des Tragwerks) die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten eines definierten Schadenszustandes abgelesen werden. Es werden dabei die Schadenszustände „Leicht“, „Mittel“, „Stark“ und „Zerstörung“ unterschieden. Werden die ermittelten Fragilitätskurven ausgewertet, so ergeben sich bei Ansatz einer Spektralbeschleunigung von $0,5 \text{ m/s}^2$ für ein Spektrum mit einer Grundbeschleunigung von $0,4 \text{ m/s}^2$ nur leichte Schäden. Das Ergebnis der ersten Untersuchungsstufe zeigt, dass es wahrscheinlich zu keinen nennenswerten Schäden kommen wird. Ob diese erste Einschätzung richtig ist, wird in den Untersuchungsstufen II und III genauer untersucht.

In der zweiten Untersuchungsstufe wurde ein vereinfachtes lineares Rechenmodell der Brücke aus Stabelementen verwendet, in dem die Linienkipplager durch lineare Feder-Dämpferelemente und die

Seilelemente durch druckweiche Stabelemente modelliert wurden. Für die dritte Untersuchungsstufe wurde ein detailliertes nichtlineares Modell (**Abb. 7**) erstellt, in dem der Brückenüberbau mit Faltwerkelementen abgebildet wurde. Der im mittleren Brückenteil zusätzlich eingebaute Schubverband zur Erhöhung der Torsionssteifigkeit wurde mit Stabelementen modelliert.

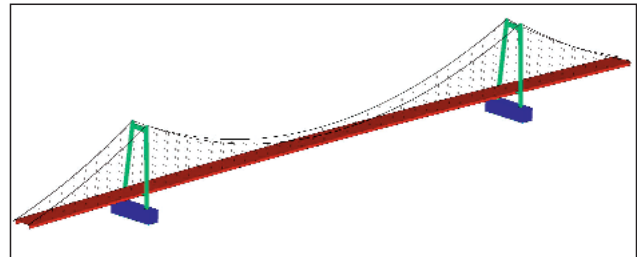


Abb. 7: Finite-Elemente Modell der Rheinbrücke

Für die Kalibrierung der Modelle wurden Schwingungsmessungen unter der Anregung durch Wind und Verkehr durchgeführt. Gemessen wurde an sieben Positionen, wobei die hochempfindlichen piezoelektrischen Aufnehmer auf den Radwegen jeder Brückenseite platziert wurden. Durch die simultane Messung auf den gegenüberliegenden Überbauseiten konnten bei der Auswertung auch torsionale Eigenformen identifiziert werden.

Die Erdbebeneinwirkung für das vereinfachte Modell wird durch ein Antwortspektrum nach der neuen DIN 4149 [2] beschrieben. Dabei erfolgte die Berücksichtigung der verschiedenen Wiederkehrperioden durch die Annahme der Grundbeschleunigungen, wie sie von der PSHA zur jeweiligen Wiederkehrperiode ermittelt wurden. Die Kombination der einzelnen Erdbebenkomponenten im Rahmen der Antwortspektrumberechnung erfolgte nach Eurocode 8, Teil 2. Die Einwirkungen für das detaillierte Modell in der Untersuchungsstufe III umfassten aufgrund der Länge der Brücke unterschiedliche Fußpunkterregungen entsprechend der links- bzw. rechtsrheinischen Situation. Da keine gemessenen Beschleunigungszeitverläufe vorlagen, wurden diese jeweils aus den in der Untersuchungsstufe II erstellten elastischen Antwortspektren für verschiedene Wiederkehrperioden generiert. Für die vorgeschriebenen Lastfallkombinationen wurden die seismischen Einwirkungen mit den ständigen Lasten, der Systemvorspannung und 20 % der Verkehrslast überlagert. Die Verkehrslasten wurden nach dem DIN-Fachbericht 101 entsprechend dem Lastmodell 1 angesetzt.

Die Auswertung der Berechnungsergebnisse in der zweiten und dritten Untersuchungsstufe erfolgte mit Hilfe der nach Dicleli und Bruneau [14] vorgeschlagenen Schadensindikatoren, wobei der Wert 1 für das Erreichen der Versagensgrenze steht. **Abb. 8**

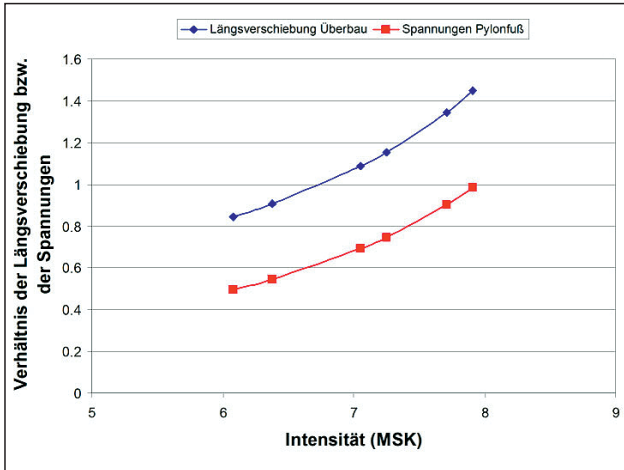


Abb. 8: Ergebnisse in der Untersuchungsstufe II

zeigt auszugsweise Ergebnisse für den Anprall des Brückenüberbaus an die Widerlager und für die Einhaltung der Normalspannungen aus zweiachsiger Biegung und Normalkraft am Pylonfuß. Diese Kriterien haben sich für die Rheinbrücke Emmerich im Erdbebenlastfall als maßgebend erwiesen. Wie man sieht, tritt eine Überschreitung der zulässigen Normalspannungen der Pylone erst bei einer Erdbebenintensität größer als 8 auf, während ein Anprall des Überbaus an die Widerlager schon bei einer Intensität von 6,5 zu befürchten ist.

Für die Bewertung des Schadenspotenzials in der dritten Untersuchungsstufe wurden die gleichen Indikatoren wie in der Untersuchungsstufe II verwendet. Es wurden nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen vorgenommen, wobei die Zeitverläufe für ein Erdbeben der Intensität 7,5 generiert wurden, das nach Murphy und O'Brien [9] einer Bodenbeschleunigung von $1,5 \text{ m/s}^2$ entspricht. Die in Abb. 9 dargestellten Ergebnisse bestätigen die Ergebnisse der Stufe II. Es kommt zwar zu keiner Spannungsüberschreitung im Pylonfuß, aber es muss mit einem Anprall des Überbaus an die Widerlager gerechnet werden.

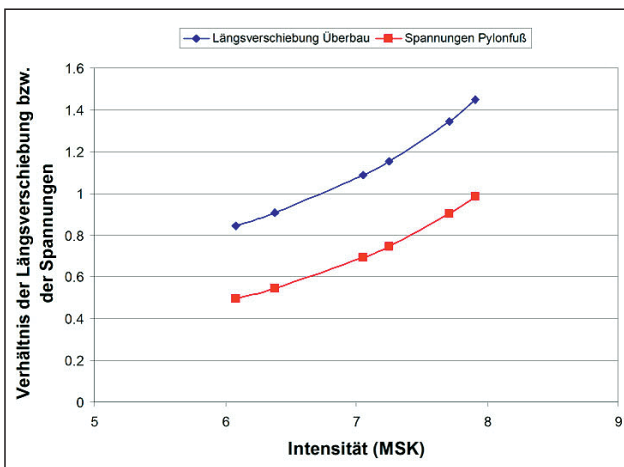


Abb. 9: Ergebnisse in der Untersuchungsstufe III

Dieser mögliche Anprall geht jedoch mit einer sehr kleinen jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von $5 \cdot 10^{-4}$, entsprechend der Intensität von 7,5, einher; für kleinere Intensitäten tritt keine örtliche Überschreitung der zulässigen Werte auf.

3.3 Historische Bauwerke

Historische Bauwerke nehmen in dem Beurteilungskonzept eine Sonderstellung ein, da für diese, insbesondere durch die Vermischung verschiedener Bauepochen, keine Klassifizierung möglich ist. Da somit auch keine Vulnerabilitätskurven zur Verfügung stehen und eine Modellierung mit vereinfachten Modellen auf Grund der Komplexität schwierig ist, sind in der Regel detaillierte rechnerische Untersuchungen erforderlich. Als Beispiel für historische Bauwerke wird hier die Beurteilung der Erdbebensicherheit des Aachener Doms präsentiert, die im Jahr 2003 im Auftrag des Domkapitels untersucht wurde. Im Rahmen der Untersuchung wurde basierend auf Konstruktionsplänen ein detailliertes Finite-Elemente Modell (Abb. 10) aufgebaut. Mit vor Ort gemessenen Eigenfrequenzen wurde dieses Modell unter der Annahme konstanter Steifigkeitsverhältnisse durch Va-



Abb. 10: Finite-Elemente Modell des Aachener Doms

riation der statisch nicht relevanten Zusatzmassen kalibriert. Das kalibrierte Modell wurde im Anschluss für die Ermittlung der Beanspruchungen des Doms infolge einer Erdbebenbelastung am Standort verwendet. Als Belastung wurde das in der DIN 4149 [2] angegebene Bemessungsspektrum für das multimodale Antwortspektrenverfahren angesetzt. Zusätzlich wurden spektrumskompatible Zeitverläufe für nicht-lineare Zeitverlaufsberechnungen generiert.

Als Ergebnis der dynamischen Untersuchungen ergab sich, dass der kritische Punkt für die Standsicherheit die Chorhalle ist. Diese besitzt eine im Vergleich zum Oktogon und Westturm geringe Steifig-

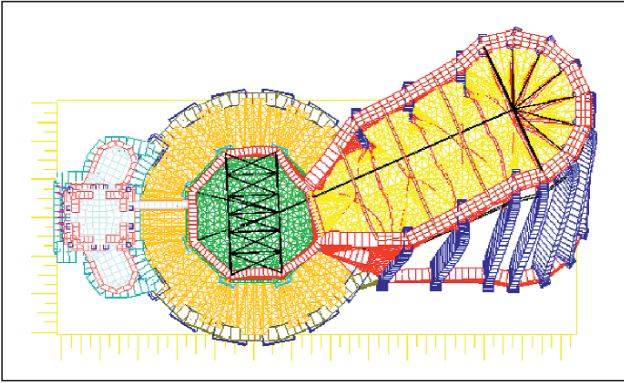


Abb. 11: 1. Eigenform des Aachener Doms (1,13 Hz)

keit und weist deshalb entsprechend große Schwingamplituden auf (Abb. 11).

Die dabei entstehenden seismischen Kräfte müssen von den vorhandenen Ankersystemen aufgenommen werden. Diese sind in der Tat imstande, die Kräfte aufzunehmen, da in den 20er Jahren der so genannte Pirlet-Anker eingebaut wurde, um die Windkräfte auf die Chorhalle über das steife Oktagon abzutragen. Ohne dieses zusätzliche Ankersystem wäre die Standsicherheit im Erdbebenfall nicht sichergestellt. Abb. 12 zeigt den Pirlet-Anker zusammen mit den historischen Ankersystemen und in Abb. 13 ist der Zeitverlauf der Spannungen in dem Pirlet-Hauptanker dargestellt. Die Nachweise ergaben, dass die Maximalspannungen von dem Hauptanker aufgenommen werden können.

3.4 Industrieanlagen

Die Bewertung der Erdbebensicherheit von Industrieanlagen stellt auf Grund der Interaktion des statischen Systems mit den Einbauten der Anlagen eine wesentlich komplexere Aufgabenstellung als die Bewertung von Einzelbauwerken dar [15]. Grundsätzlich muss unterschieden werden, ob eine Industrieanlage in ihrer Gesamtheit oder nur einzelne Komponenten der Anlage beurteilt werden sollen.

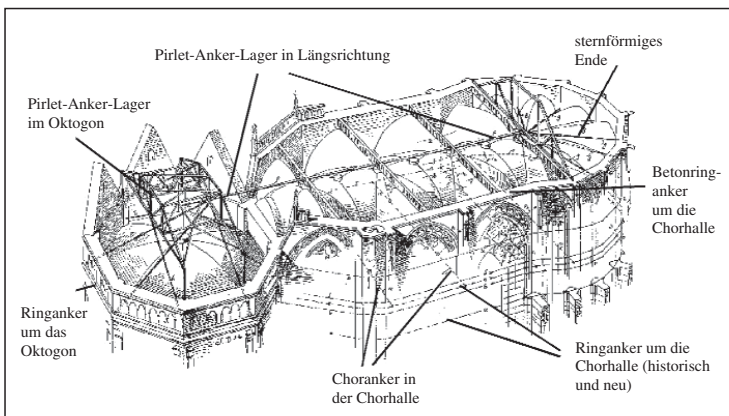


Abb. 12: Ankersystem

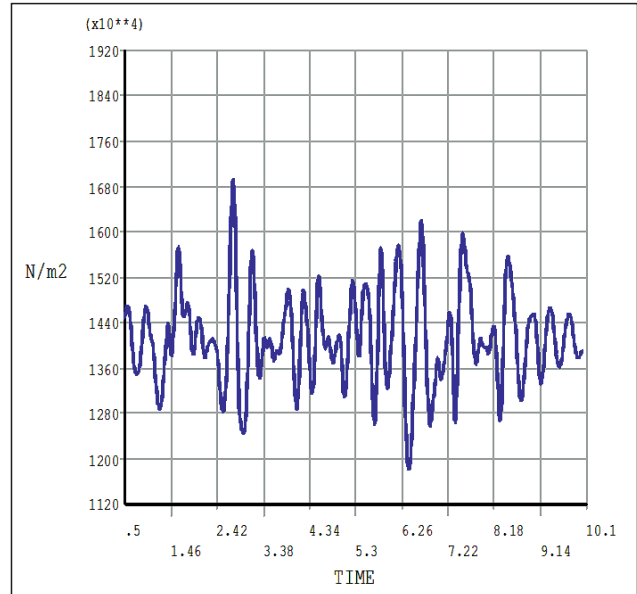


Abb. 13: Zeitverlauf der Spannungen im Pirlet-Hauptanker

Die Bewertung ganzer Industrieanlagen ist für die Versicherungsindustrie von Bedeutung, da die Versicherungsprämien in der Regel für die vollständigen Anlagen festgelegt werden. Grundlegendes Problem der Bewertung ist hierbei, dass im Normalfall nur der Standort, der Industriotyp und die Versicherungssumme der Anlage bekannt sind, so dass eine detaillierte Bewertung der Anlage nicht möglich ist. Um dennoch die seismische Vulnerabilität einer Anlage abzuschätzen, wird die Anlage in folgende Komponentengruppen eingeteilt:

- Lagerung: Silos, Tanks, ...
- Verknüpfung: Oberirdische und unterirdische Rohrleitungen
- Produktion: Produktionseinheiten
- Gebäude einfacher Struktur: Verwaltungsgebäude, Lagerhallen, ...

Für jede dieser Komponentengruppen werden mit den im ATC-13 [3] und HAZUS-MH [4] statistisch ausgewerteten Erdbebenschäden gemittelte Vulnerabilitätskurven bestimmt. Im Anschluss können die Kurven der einzelnen Gruppen mit entsprechender Wichtung durch Anteils- und Bedeutungsfaktoren zur Gesamtvulnerabilität der Anlage überlagert werden [16]. Da die Anlagenzusammensetzung auf Grund der geringen zur Verfügung stehenden Informationen im Allgemeinen nicht bekannt ist, können zu deren Bestimmung Luftbildaufnahmen eingesetzt werden. In Abb. 14 ist beispielhaft die Bestimmung der Flächenanteilsfaktoren aus der Luftbildaufnahme einer Anlage mit Unterteilung in die Komponenten-

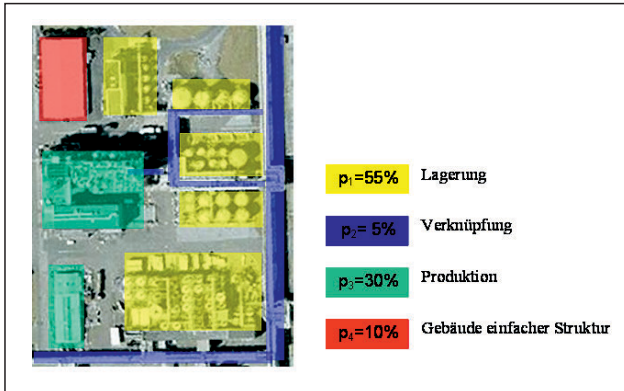


Abb. 14: Bestimmung der Anteilsfaktoren der Komponentengruppen aus Luftbilddaufnahmen

gruppen dargestellt. Zukünftig wird sich die Qualität dieser Auswertungen durch die allgemeine Verfügbarkeit von hochauflösenden Satellitenbildern stark verbessern.

Für die Beurteilung der Erdbebensicherheit von Einzelkomponenten aus den vier Gruppen wird die in Abschnitt 2.1 vorgestellte Beurteilungsmethodik verwendet. Für den Bereich der Lagerung finden sich in der Literatur [3], [4] zahlreiche statistische Auswertungen und rechnerische Simulationen [17], deren Ergebnisse in den drei Untersuchungsstufen direkt verwendet werden können. Für den Bereich der Verknüpfung, der im Wesentlichen Rohrleitungssysteme umfasst, wurde von Kuhlmann [18] ein umfassendes Beurteilungskonzept entwickelt und softwaretechnisch umgesetzt. Die Bewertung der Gebäude einfacher Struktur kann mit dem schon bei Hochbauten vorgestellten dreistufigen Bewertungsschema durchgeführt werden. Erweitert werden muss die Bewertung hinsichtlich der Bedeutung der Gebäude im Hinblick auf die Folgen durch Ausbreitung von den Gefahrenstoffen in Wasser, Boden und Luft. Der Eurocode 8, Teil 4 [7] gibt hier einige Hinweise zur Wahl der Bedeutungsfaktoren.

Besonders schwierig ist die Beurteilung von einzelnen Anlagen, die der Komponentengruppe Produktion zugeordnet sind. Die Produktionsanlagen bestehen aus einem tragenden statischen Grundsystem und anlagentechnischen Einbauten wie Kolonnen oder Behältern. Die Beurteilung der Anlagen erfolgt in der ersten Untersuchungsstufe auf Grundlage der Auswertung der vorhandenen Unterlagen und einer Begehung mit einer speziell entwickelten Fragebogenauswertung [16]. Ein wichtiger Aspekt ist hierbei die Beurteilung der Sicherheit der Anschlüsse der Einbauten an das eigentliche Tragsystem. Diese müssen in der Lage sein, die dynamischen Kräfte im Erdbebenfall aufzunehmen. Deshalb sind in der Fragebogenauswertung vereinfachte Nachweise der Anschlüsse enthalten.

Die dynamischen Kräfte auf die Anschlüsse können näherungsweise mit geeigneten Einbautenformeln ermittelt werden [20], [21]. Auf die Bedeutung der Verankerungen wird auch in der Literatur hingewiesen [19]. Zudem existieren zahlreiche dokumentierte Schadensfälle von Verankerungen. **Abb. 15** zeigt exemplarisch den typischen Schaden einer unzureichenden Verankerung nach einem Erdbeben. Das Ergebnis der ersten Untersuchungsstufe ist die Identifikation von kritischen Anlagenpunkten.

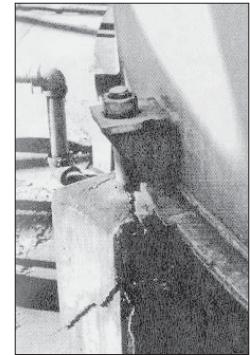


Abb. 15: Schaden an einer Auflagerverankerung

In der zweiten Untersuchungsstufe werden vereinfachte ebene Rechenmodelle verwendet, um die Standsicherheit des Tragsystems und die ausreichende Dimensionierung der Einbautenverankerungen im Erdbebenfall zu überprüfen. Hierbei werden die Beschleunigungen auf die Einbauten mittels Etagenspektren ermittelt. Sind bei der Anlage jedoch strukturell oder durch ungleichmäßige Massenverteilung bedingte ausgeprägte Torsionseffekte zu erwarten, sollte die dritte Untersuchungsstufe mit einem dreidimensionalen Finite-Elemente Modell zur Anwendung kommen.

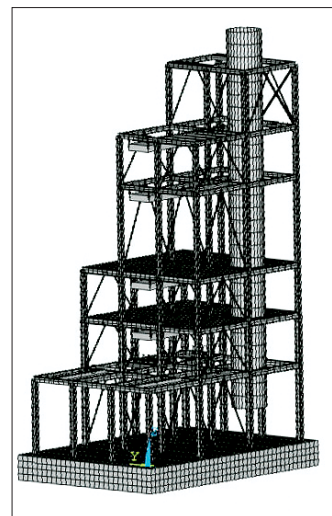


Abb. 16: Detailliertes System einer Produktionsanlage

ten, sollte die dritte Untersuchungsstufe mit einem dreidimensionalen Finite-Elemente Modell zur Anwendung kommen.

In einer Berechnung nach dem multimodalen Antwortspektrenverfahren oder einer Zeitverlaufsberechnung können dann direkt alle Effekte inklusive der Interaktionen zwischen statischem System und Einbauten erfasst werden. **Abb. 16** zeigt ein dreidimensionales Anlagenmodell mit Kolonne, mit dem auch ein Anprall der Kolonne an das statische System rechnerisch überprüft werden kann.

16 zeigt ein dreidimensionales Anlagenmodell mit Kolonne, mit dem auch ein Anprall der Kolonne an das statische System rechnerisch überprüft werden kann.

4 Zusammenfassung

Mit der hier vorgestellten Vorgehensweise wird dem Ingenieur in der Praxis ein Werkzeug zur

Verfügung gestellt, mit dem die Erdbebensicherheit bestehender Bauwerke beurteilt werden kann.

Die Methode erlaubt durch den mehrstufigen Ansatz eine problemorientierte Bewertung, in welcher der Untersuchungsaufwand in Abhängigkeit von der Bedeutung des Bauwerks und der vorhandenen seismischen Standortgefährdung festgelegt wird. Die Anwendung auf Hochbauten, Brücken, Industrieanlagen und historische Bauwerke demonstriert das Anwendungsspektrum und die Leistungsfähigkeit des entwickelten Beurteilungskonzepts.

5 Danksagung

Dieser Veröffentlichung liegen Teile der im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, unter FE-Nr. 15.393/2003/FRB durchgeführten Forschungsarbeit zugrunde. Die Verantwortung für den Inhalt liegt alleine bei den Autoren.

6 Literatur

- [1] Deutsches Institut für Normung (DIN), DIN 4149 – Bauten in deutschen Erdbebengebieten, April 1981
- [2] Deutsches Institut für Normung (DIN), DIN 4149 – Bauten in deutschen Erdbebengebieten, April 2005
- [3] Applied Technology Council, ATC-13: Earthquake Damage Evaluation Data for California, 1985
- [4] FEMA: Multi-hazard Loss Estimation Methodology (US-SAS). USA, Jessup, Maryland 2004
- [5] Park, Y.J.; Ang, A.H.S.; Wen, Y.K.: „Seismic Damage Analysis for Reinforced Concrete Buildings“, Journal of Structural Devison, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 740-757, 1985.
- [6] E-DIN 19700, Stauanlagen, Teil 11: Talsperren, Juli 2004
- [7] Comité Européen de Normalisation: EN 1998-1:2004, Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1-6, Brüssel 2004.
- [8] Schmidt, T.: PSHA für den Standort Emmerich, Interne Mitteilung, Bundesanstalt für Geowissenschaften u. Rohstoffe, 2005
- [9] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken, Zürich: Birkhäuser 1995
- [10] Meskouris, K., Kuhlmann, W., Mistler, M. et.al: Seismic Vulnerability Assessment of Buildings by the EQ-Fast Software Module, im Tagungsband: Concrete Structures in Seismic Regions, Athens, Greece, 2003
- [11] Forschungsprojekt in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST): „Gefährdungsabschätzung von Brücken in Deutschland unter Erdbebenbelastung“, 09/2004 – 02/2006 (Dauer: 18 Monate)
- [12] SIB-Bauwerke. URL: <http://www.sib-bauwerke.bast.de>.
- [13] Talstra, S.: Vulnerabilitätsanalyse einer Hängeseilbrücke. Diplomarbeit, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen, 2004
- [14] Dicleli, M., Bruneau, M.: Quantitative approach to rapid seismic evaluation of slab-on-girder steel highway bridges, Journal of structural engineering. Vol. 122, Nr. 10 (1996), S. 1160-1168
- [15] Die Expertenkommission für Sicherheit in der chemischen Industrie in der Schweiz (ESCIS), Behelf zur Ermittlung der Erdbebensicherheit von Bauten und Anlagen der chemischen Industrie – Umsetzung der Norm SIA 160, Beurteilungskriterien, Schutzbedarf, Heft 11, 1994
- [16] Karimi, I., Butenweg, C., Toll, B.: Vulnerability Assessment of Industrial Facilities, The tenth international conference on civil, structural and environmental engineering computing, Rom, 2005
- [17] Talaslidis, D. G., Manolis, G. D., Paraskevopoulos, E., Panagiotopoulos, C., Pelekasis, N., Tsamopoulos, J. A.: Risk analysis of industrial structures under extreme transient loads. Soil Dynamics and Earthquake Engineering Vol.24, page 435-448, 2004
- [18] Kuhlmann, W.: Gesamtkonzept zur Ermittlung der seismischen Vulnerabilität von Bauwerken am Beispiel unterirdischer Rohrleitungen, Dissertation, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, 2004
- [19] Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), „Seismic Reliability Assessment of Critical Facilities: A Handbook, Supporting Documentation, and Model Code Provisions“, Technical Report MCEER-99-0008, 1999
- [20] Applied Technology Council (ATC): ATC-14 – Evaluating the Seismic Resistance of Existing Buildings. Redwood City, California, 1987
- [21] Building Seismic Safety Council (BSSC): NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures (FEMA 450), 2003

Für Anfang nächsten Jahres ist die Einführung der neuen DIN 1055 geplant

Gegenüber der geltenden Norm enthält die neue Norm auch die Teile, die bisher woanders gestanden haben

Wegen der grundsätzlichen Abkehr der EURO-CODES vom Grundgedanken der Bemessung nach zulässigen Spannungen zur Festlegung charakteristischer Werte, die in die Bemessung mit Sicherheitsbeiwerten einfließen, wurde eine Überarbeitung auch der deutschen Verkehrslasten-DIN 1055 nötig und vorgenommen. Sie wird Anfang nächsten Jahres wohl bauaufsichtlich eingeführt und auch diejenigen Teile aufnehmen, die bisher in anderen Vorschriften untergebracht waren, eigentlich aber immer schon in die DIN 1055 gehört hätten.

Dr.-Ing. Günter Timm



war als Beratender Ingenieur von 1971 bis 2005 Partner im Ingenieurbüro WINDELS TIMM MORGEN (Hamburg); seit 1975 Prüfingenieur für Baustatik (Stahlbau, Massivbau und Holzbau); in verantwortlichen Positionen Mitglied in zahlreichen Verbänden, Fachgremien und Normenausschüssen.

Dipl.-Ing. Undine Klein



studierte an der TH Leipzig und führt seit 1991 als Beratende Ingenieurin ein eigenes Ingenieurbüro; staatlich anerkannte Sachverständige für Massivbau, in Holzbau und und Prüfingenieurin Metallbau in Sachsen-Anhalt, Bayern und NRW; Vizepräsidentin des Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI); Mitglied

mehrer Normenausschüsse und im im EBA-Koordinierungsausschuss „Einwirkungen“ beim BÜV.

1 Einführung

Aufgrund von Artikel 95 der Römischen Verträge beschloss die Europäische Kommission im Jahre 1975 ein Aktionsprogramm zur Beseitigung von Handelshemmnissen im Baubereich. In diesem Zusammenhang ergriff sie auch die Initiative zur Harmonisierung der technischen Regeln im Bereich der Lastannahmen und der Bemessung baulicher Anlagen. In den 80er Jahren entstand so die erste Generation der Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau. 1989 übertrug die Kommission diese Aufgabe an CEN, die Europäische Normungsorganisation. Es wurde festgelegt, dass die Eurocodes als die Grundlage europäisch einheitlicher Bezugsdokumente gelten sollten:

- für den Nachweis der wesentlichen Anforderungen an die mechanische Festigkeit und Standsicherheit sowie die Bemessung im Brandfall nach der Bauprodukten-Richtlinie,
- als Vertragsgrundlagen für Ingenieur- und Bauleistungen,
- als gemeinsame Grundlage für die harmonisierten Produktnormen und europäischen technischen Zulassungen für Produkte.

Grundlage der Eurocodes ist die Abkehr von der Bemessung nach zulässigen Spannungen hin zur Festlegung charakteristischer Werte, die in die Bemessung mit Sicherheitsbeiwerten einfließen.

Im Rahmen dieser europäischen Vereinheitlichung wurden weitere Überarbeitungen der DIN 1055 vorgenommen. Gegenüber der geltenden DIN 1055 sind weitere Teile hinzu gekommen, die bisher in anderen Vorschriften verankert waren bzw. nicht als Norm veröffentlicht sind.

Zusätzlich zum Teil 100, der die Grundlagen der Tragwerksplanung für Einwirkungen und Bemessung festlegt und eingeführt ist, besteht die DIN 1055 neu aus den Teilen 1 bis 10, die in nachstehender Tabelle aufgelistet sind (die jeweils zugehörigen Eurocodes sind mit angegeben).

DIN 1055	Eurocode	Titel	Stand
Teil 1	EN 1991-1-1	Wichten und Flächenlasten	Weißdruck und bauaufsichtlich eingeführt
Teil 2		Bodenkenngrößen	Schlichtung
Teil 3	EN 1991-1-1	Eigen- und Nutzlasten	Weißdruck Die Norm wird voraussichtlich im März 2006 für leichte Dächer, Parkhausdecken und Treppen mit geänderten Regelungen herausgegeben.
Teil 4	EN 1991-1-4	Windlasten	Weißdruck
Teil 5	EN 1991-1-3	Schnee- und Eislasten	Weißdruck
Teil 6	EN 1991-4	Einwirkungen auf Silos	Weißdruck
Teil 7	EN 1991-1-5	Temperatureinwirkungen	Weißdruck
Teil 8	EN 1991-1-6	Einwirkungen während der Bauausführung	Weißdruck
Teil 9	EN 1991-1-7	Außergewöhnliche Einwirkungen	Weißdruck
Teil 10	EN 1991-3	Einwirkungen infolge Krane und Maschinen	Weißdruck

2 Stand der Bearbeitung

Mit Ende des Jahres 2005 lagen bis auf Teil 2 alle Teile der DIN 1055 als Weißdruck vor. Der Teil 2 ist zurzeit noch im Schlichtungsverfahren, und es lässt sich kein genauer Zeitpunkt für den Weißdruck angeben.

Die Teile wurden im Jahre 2004 und 2005 als Weißdruck erarbeitet, und es gab in einigen wenigen Fällen sachliche und redaktionelle Korrekturen. Soweit diese Korrekturen technische Veränderungen umfassen, wird der Teil insgesamt neu gedruckt (z. B. Teil 3), redaktionelle Änderungen werden als Korrektur angefügt.

Ziel der Bearbeitung war es, die Arbeit an den Eurocodes von deutscher Seite aufgrund unserer Erfahrungen und wissenschaftlichen Grundlagen stark zu beeinflussen. Das Ziel ist weitgehend erreicht, wenn auch der Umfang der einzelnen Eurocodes erheblich angewachsen ist. Gleiches gilt auch für die DIN. Zurzeit werden die nationalen Anhänge bearbeitet, die die Abweichungen von den Eurocodes wiedergeben. Wesentliche Abweichungen zwischen DIN und Eurocode werden nicht erwartet, weil bei der Ausarbeitung der deutschen Vorschriften die Eurocodes weitgehend übernommen wurden.

3 Einführung

Die ARGEBAU als Zusammenschluss der Länder beabsichtigt, im Jahre 2006 über die Ein-

führung der DIN 1055 zu entscheiden. Die Einführung soll zu einem Stichtag ohne Parallelgeltung vorgenommen werden. Dabei soll der Tag der Bauantragstellung gelten.

Beabsichtigt ist folgende Vorgehensweise:

Die Bauaufsichtliche Einführung zum 1. Januar 2007 ist geplant für die Teile

- 3 Eigen- und Nutzlasten
- 4 Windlasten
- 5 Schnee- und Eislasten
- 6 Einwirkungen auf Silos
- 9 Außergewöhnliche Einwirkungen

Die Bauaufsichtliche Einführung zusammen mit den Bemessungsnormen ist geplant für Teil 10 (Einwirkungen infolge Krane und Maschinen).

Der Teil 1 (Wichten und Flächenlasten) ist bereits eingeführt, die Teile 7 (Temperatureinwirkungen) und 8 (Einwirkungen während der Bauausführung) werden nicht bauaufsichtlich eingeführt. Teil 2 (Bodenkennwerte) wird noch bearbeitet.

Mit der Aufnahme in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen bestehen seitens der ARGEBAU keine Vorbehalte gegen die Normen. Somit können diese Normen mit Zustimmung aller Beteiligten (Bauherr, Planer, Bauaufsicht / Prüfeningenieur) zur Anwendung kommen.

4 Weitere Entwicklung

Gemäß dem Leitpapier der EU-Kommission ist eine Laufzeit der DIN-Teile von etwa fünf Jahren vorgesehen und angestrebt; so dass im Jahre 2011 mit der Umstellung zu rechnen ist. Dann werden nur noch die Eurocodes mit den nationalen Anhängen gelten, wobei der Übergang aus deutscher Sicht keine große Anpassung bedeutet, weil die Voraussetzungen weitgehend identisch sind.

Zur Unterstützung bei der Anwendung der Normen ist ein Auslegungsausschuss gegründet worden, der Fragen sammelt, die – soweit möglich – von dem Auslegungsausschuss erläutert werden. Grundsätzliche Fragen werden im Hauptausschuss behandelt. Diese Anfragen sind an das DIN zu richten. Der Fragebogen steht unter www2.nabau.din.de zur Verfügung.

Die Klimatisierung von Gebäuden durch oberflächennahe Erdwärme

Eine neue Technik verspricht sehr niedrige Energieverbräuche: zwischen 5 und 12 kWh/m²/a

Im folgenden Beitrag wird eine Technik für die Gebäudeklimatisierung beschrieben, die als echte Alternative zu den herkömmlichen Heiz- und Kühlanlagen und zu allen anderen Energiespartechiken angesehen werden kann, weil sie extrem niedrige Energieverbräuche ermöglicht: zwischen 5 und 12 kWh/m²/a. Die Technik nutzt die Sonnenenergie als Energieträger und den Bodenkörper unterhalb des Gebäudes als Speichermodul. Wie das System funktioniert, beschreibt der folgende Beitrag.

Edmond D. Krecké

Jahrgang 1934; 1958 bis 1962 mit dem Architekten Oskar Niemeyer an der Projektierung und Planung Brasílias beteiligt; seither: freiberufliche Forschung, Entwicklung und Produktion auf den Gebieten ökologisches Bauen, Energieeinsparung, Passiv- und Nullenergiehaustechnik; Gründungsinitiator des europäischen Verbandes für Schalungselementhersteller und Gründungsmitglied des TWS TERRA-SOL Wissenschaftsgremiums.

1 Einführung

In den Industrienationen werden ungefähr 60 bis 70 Prozent des Energieverbrauchs für die Klimatisierung von Gebäuden, also zum Heizen und Kühlen, benötigt, weswegen Energieeinsparungen in der Wohnungswirtschaft besonders wirkungsvoll sind.

Laut Statistischem Bundesamt beträgt die Wohnfläche in Deutschland rund 3,3 Milliarden Quadratmeter. Die Aufwendungen für Heizkosten betragen mindestens 25 Milliarden Euro pro Jahr. Nutzen wir anstelle teurer und nicht umweltverträglicher Energien wie Erdgas oder Erdöl Sonnen- und Erdwärme, so leisteten wir einen vernünftigen Beitrag zum Umweltschutz und zur Reduzierung der Energiekosten.

Es stehen zwar Alternativen bereit: Fotovoltaiktechnik, Sonnenkollektoren oder Wärmepumpen. Jedoch sind die Anschaffungskosten für solche Systeme im Vergleich zur erzielten Energieeinsparung entschieden zu hoch. Zudem werden immer nur einzelne Faktoren der uns zur Verfügung stehenden Möglichkeiten separat genutzt: die Sonnenenergie oder die Erdwärme.

2 Eine neue Technik: Verbindung von Sonne und Erde

Der Kerngedanke der neuen Gebäudetechnologie, die hier vorgestellt werden soll, besteht deshalb darin, die Energiequelle Sonne mit dem Speichermedium Erde zu verbinden. Die über Dächer aufgenommene Sonnenenergie wird absorbiert und in den Erdboden geleitet, wo sie gespeichert und im Bedarfsfall zum Heizen und Kühlen jederzeit abgerufen werden kann. **Abb. 1** verdeutlicht die Funktionsweise dieser Gebäudetechnologie, und zwar wie folgt:

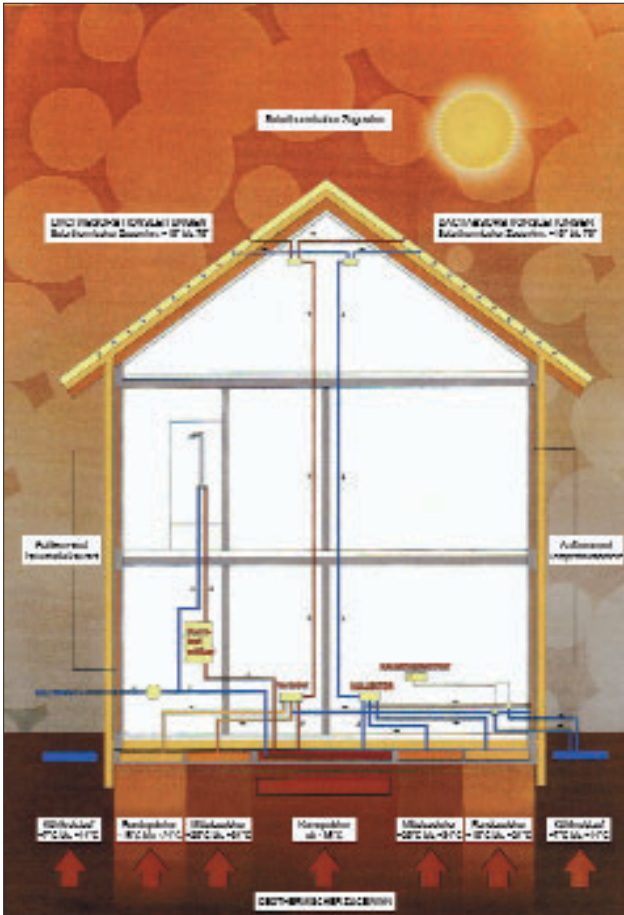


Abb. 1: Leitungsprinzip

Absorption: Unter der Dacheindeckung, genauer gesagt: zwischen Dacheindeckung und Wärmedämmung, werden so genannte Absorberleitungen verlegt; diese Röhrchen enthalten Wasser, das sich im Sommer bei Sonnenschein und entsprechenden Außentemperaturen auf bis zu 85 °C, im Winter selbst bei Minusgraden und Sonnenschein auf nutzbare 30 °C bis 40 °C erwärmt.

Speicherung: In gedämmten Rohren wird das erwärmte Wasser in die Bodenplatte, und zwar in die Kernzone bei hohen Temperaturen oder in die Mittel- und Randzonen bei niedrigeren Temperaturen geführt. Von der oberseitig gedämmten Bodenplatte „wandert“ die Wärme ins Erdreich, wo sie gespeichert wird. Zur Verringerung der seitlichen Wärmeverluste – also zur Verringerung der Wärme, die in die Erdatmosphäre entweicht – wird entlang des Gebäudegrundrisses eine entsprechende Dämmung im Erdreich eingebaut. In **Abb. 2** sind verlegte Rohrleitungen in einer Bodenplatte zu erkennen.

Verteilung: Die im Erdreich gespeicherten Temperaturen werden nun über Schlauchleitungen – die in den Außenwänden verlegt werden – genutzt, um eine konstante Temperatur in den Wänden zu gewährleisten.



Abb. 2: Verlegung der Rohrleitungen in einer Bodenplatte vor dem Betonieren

Die Außenhaut des Gebäudes wird somit von temperiertem Wasser mit ca. 18 °C durchflossen. Die so entstandene Temperaturbarriere macht die Klimatisierung, also das Heizen und das Kühlen, unabhängig von der herrschenden Außentemperatur. Die Schlauchleitungen der Temperaturbarriere, die im Winter zur Erwärmung der Gebäudehülle genutzt werden, werden im Sommer zur Kühlung genutzt, da eine Temperatur von ca. 18 °C in der Mitte der Wand im Sommer wie im Winter als angenehm empfundene Oberflächentemperaturen zur Folge hat.

Die Temperaturbarriere kann grundsätzlich in allen Arten von Außenwandkonstruktionen bei Neubauten eingebaut werden, aber auch bei bestehenden Gebäuden kann die Temperaturbarriere problemlos außen angebracht werden.

Eine besonders wirtschaftliche Außenwandkonstruktion besteht in der Herstellung von Leichtbetonwänden mit beidseitigen Polystyrol-Hartschaumplatten als Schalung in Dicken von jeweils 5 oder 7,5 cm. **Abb. 3** zeigt die Herstellung der Wände in einem Fertigteilwerk, auf **Abb. 4** ist das Aufstellen der Wände mit integrierter Temperaturbarriere zu erkennen.



Abb. 3: Herstellung der Wände



Abb. 4: Montage von Großwandelementen mit integrierten Rohrleitungen

3 Die Temperaturbarriere erzielt eine enorme Wirkung

Die enorme Wirkung der Temperaturbarriere (TB) macht (Abb. 5) der Vergleich einer Wand mit TB und einer Wand des selben Aufbaus ohne TB deutlich. Beide Wände bestehen aus einem 15 cm dicken Betonkern mit innen- und außenseitiger jeweils 7,5 cm dicker Wärmedämmung (PS 15, SE 040) (Abb. 5).

Bei einem konventionellen Wandaufbau wird der Transmissionswärmeverlust über das Temperaturgefälle von innen nach außen und durch den U-Wert des gesamten Wandquerschnitts bestimmt.

Bei einem Bauteil mit Temperaturbarriere wird die massive Wand, die sowohl innen als auch außen in Wärmedämmung „eingepackt“ ist, vom Wasser in den Rohrleitungen im Wandquerschnitt durchströmt, welches vorher vom Erdspeicher erwärmt wurde.

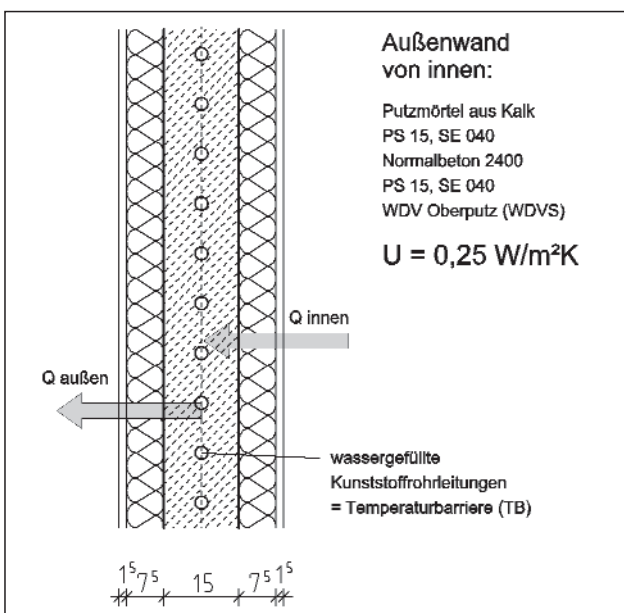


Abb. 5: Prinzipdarstellung des Außenwandquerschnitts

Der Transmissionswärmeverlust wird somit nur durch das Temperaturgefälle von innen zur Temperaturbarriere bestimmt. Die Außendämmung spielt für den Transmissionswärmeverlust im Prinzip keine Rolle mehr, vorausgesetzt, der Erdspeicher liefert genügend Energie zum Aufrechterhalten der Wandtemperatur.

Hierbei sei noch einmal darauf hingewiesen, dass der Erdspeicher bei Sonneneinstrahlung auch im Winter über die Dachabsorber mit Wärmeenergie versorgt wird.

Im **Diagramm 1** wird zunächst der Transmissionswärmeverlust der gesamten Außenwand (U-Wert = 0,25) ohne Temperaturbarriere (TB) dargestellt. Bei Berücksichtigung der TB mit einer Wassertemperatur von 10 °C bzw. 18 °C wurde unterschieden zwischen dem

- inneren Wandteil (Q_{Ti}), welcher die innen angeordnete 7,5 cm dicke Dämmung, sowie die innere Hälfte des Betonquerschnitts (bis zur Mitte der TB = 7,5 cm) berücksichtigt und dem

- äußeren Wandteil (Q_{Ta}), welcher die äußere Hälfte des Betonquerschnitts und die außen angeordnete 7,5 cm dicke Dämmung berücksichtigt.

Für den Transmissionswärmeverlust der Wand ohne TB gilt

$$Q_T \sim U \cdot \Delta t \quad \text{mit } \Delta t = t_i - t_a$$

Für die Transmissionswärmeverluste des inneren und äußeren Wandteils gilt sinngemäß (hierbei ist jeweils der doppelte U-Wert einzusetzen!)

$$Q_{Ti} \sim 2 U (t_i - t_B)$$

$$Q_{Ta} \sim 2 U (t_B - t_a)$$

und für die Summe ergibt sich

$$Q_{Ti} + Q_{Ta} \sim 2 U (t_i - t_a)$$

Die Wand mit TB weist also insgesamt den doppelten Transmissionswärmeverlust gegenüber der Wand ohne TB auf.

Der Verlust des äußeren Wandteils wird aus dem Erdspeicher gespeist und ist „gratis“. Der Verlust des inneren Wandteils ist – logischerweise – durch Reduzierung der Differenz $t_i - t_B$ zu minimieren. Mit steigender Temperatur der Temperaturbarriere werden die Transmissionswärmeverluste vom inneren Wandteil auf den äußeren Wandteil „verlagert“, so dass vornehmlich die Energie aus dem Erdspeicher und weniger die Energie aus den Räumen verbraucht wird. Wäre die Temperatur der Temperaturbarriere

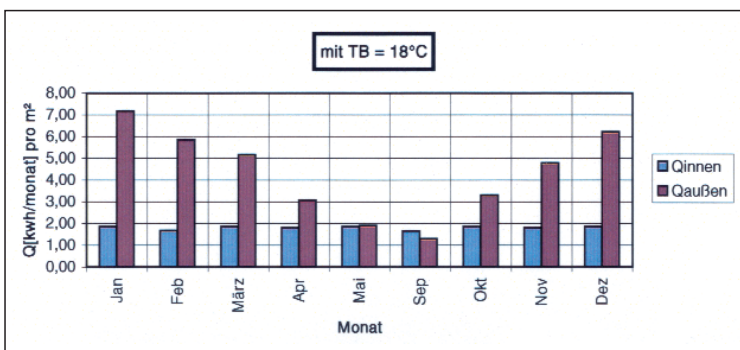
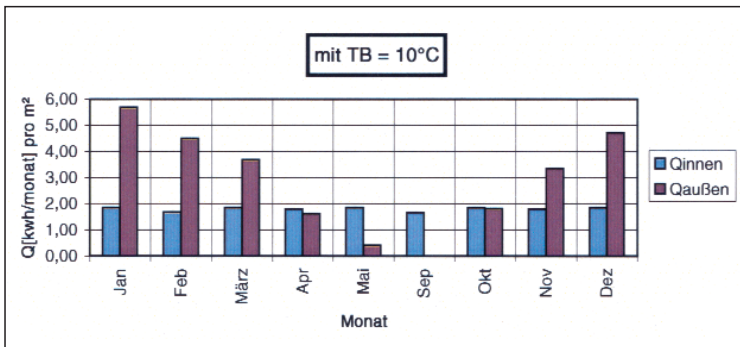
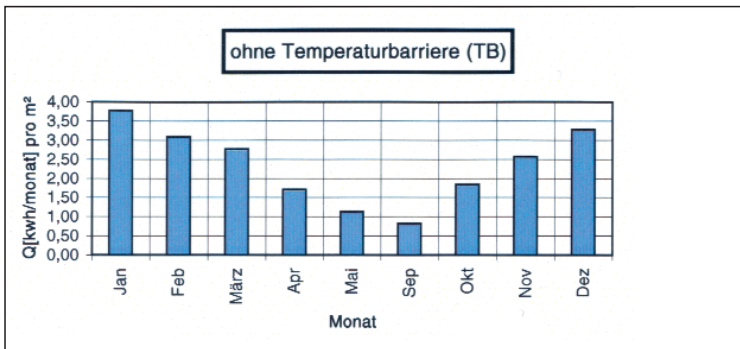


Diagramm 1: Transmissionswärmeverluste einer Außenwand ohne TB, mit TB = 14 °C und mit TB = 18 °C

gleich der Innentemperatur, $t_i = t_B$, entstünde kein Verlust im inneren Wandteil.

Der direkte Vergleich zwischen der Wand ohne TB und der Wand mit TB = 18 °C zeigt, dass die Transmissionswärmeverluste Q_{Ti} von 21,02 auf 3,28 kWh/Monat pro m² Wandfläche reduziert werden. Das entspricht einer Verringerung des Heizwärmebedarfs in Bezug auf die Transmissionswärmeverluste der Außenwand um 81 %.

Die Klimatisierung, d.h. Heizen und Kühlen eines Gebäudes über die Temperaturbarriere in den Außenbauteilen, stellt bezüglich der Temperaturregung ein vergleichsweise träges System dar. Deshalb wird eine flinke Komponente hinzugefügt in Form einer speziellen Lüftung, der Rohr-in-Rohr-Gegenstromanlage. In einem äußeren, größeren Rohr wird die Abluft, und in einem kleineren, inneren Rohr wird die Zuluft geführt. Das Rohrsystem wird unter der

Bodenplatte im Erdspeicher verlegt. Durch die beiden ineinander liegenden Rohre, die an der Baustelle aus dünnen Edelstahlblechen gewickelt werden, werden Wärmerückgewinnungsgrade von bis zu 98 % erreicht.

4 Extrem niedrige Energieverbräuche

Mit Hilfe des beschriebenen Systems werden extrem niedrige Energieverbräuche erzielt –, sie liegen zwischen 5 und 12 kWh/m²/a. Zum Vergleich seien folgende Werte genannt:

- Passivhäuser 15 – 25 kWh/m²/a,
- Niedrigenergiehäuser 40 – 60 kWh/m²/a,
- Gebäude nach der Wärmeschutzverordnung 1995 90 bis 100 kWh/m²/a,
- deutscher Gebäudebestand i.M. 200 kWh/m²/a,
- verglaste Bürogebäude 500 kWh/m²/a und mehr.

Die extrem niedrigen Energieverbräuche von Gebäuden mit dieser Technik werden dabei nicht mit erhöhten Herstellkosten erkauft; das Gegenteil ist der Fall. Im Vergleich zu üblichen Passivhäusern ergeben sich folgende Vorteile:

- vergleichsweise geringe Außenwanddämmungen, damit Nutzflächengewinn,
- gleichmäßige Temperatur in allen Außenbauteilen, dadurch kein Kondensat und keine Schimmelbildung und damit,
- gesundes, natürliches Wohlfühlklima,
- extrem hoher Beitrag zum Umweltschutz, da keine CO₂-Emissionen,
- ein praktisch uneingeschränktes Nutzerverhalten, da kostenlose Energiequelle im Überfluss,
- keine hochgedämmte, teure Fenster erforderlich.

Die hier vorgestellte Gebäudetechnologie ist bereits in mehreren Ländern, u.a. in Luxemburg, in Indien und in China eingesetzt worden. Zahlreiche Beispiele in den verschiedensten Klimazonen belegen die Effizienz dieses Systems hinsichtlich der Herstellungskosten und der sehr guten Umweltverträglichkeit aufgrund der extrem niedrigen Energieverbräuche.

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.
Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, Ferdinandstr. 47, 20095 Hamburg
E-Mail: info@bvpi.de, Internet: www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

Redaktion:

Klaus Werwath, Lahrring 36, 53639 Königswinter
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. Robert Hertle, Gräfelting

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:

Dipl.-Ing. Bodo Hensel, Kassel

Mecklenburg-Vorpommern:

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

Niedersachsen:

Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke, Braunschweig

Nordrhein-Westfalen:

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

Rheinland-Pfalz:

Dipl.-Ing. Günther Freis, Bernkastel-Kues

Saarland:

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

Sachsen:

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

Sachsen-Anhalt:

Dipl.-Ing. Undine Klein, Halle

Schleswig-Holstein:

Dipl.-Ing. Kai Trebes, Kiel

Thüringen:

Dipl.-Ing. Volkmar Frank, Zella-Mehlis

BVPI/DPÜ/BÜV:

Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann

TOS:

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.

