



Der Prüfingenieur

25 Oktober 2004

Seite 4

Der Prüferingenieur in Deutschland –
ein Modell für die Europäische Union?

Seite 26

Schädigung, Dauerhaftigkeit und Lebensdauer von Tragwerken

Seite 38

Die „Bemessung auf Dauerhaftigkeit“ nach den neuen Betonbaunormen

Seite 48

Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton

Seite 57

Die drei Tücken der neuen Beton-Baustoffnormen für den Tragwerksplaner

INHALT

EDITORIAL

Der Prüflingenieur in Deutschland –
ein Modell für die Europäische Union?

Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä **4**

NACHRICHTEN

- Andrä neuer Präsident der Bundesvereinigung
„Vier-Augen-Prinzip nach Europa exportieren“ **6**
Planungsqualität nahm nach erweiterter Verantwortung
des Objektplaners deutlich zu **8**
Brandenburgischer Bauingenieurtag am 4. März in Cottbus **9**
„Die Situation der Bauwirtschaft fordert eine Intensivierung
der präventiven Kontrollen geradezu heraus“ **10**
Die TOS will ihren Mitgliedern auch weiterhin neue Prüfgebiete erschließen **12**
Arbeitskreis „Katastrophenschutz“ soll öffentlichen Dienststellen helfen **13**
BÜV bildet „Sachkundiger Planer“ für Schutz und
Instandsetzung von Betonbauteilen aus **13**
BVPI organisiert in den nächsten zwei Jahren mehrere Vortragsveranstaltungen **14**
Neue Fehlersammlung soll die Verantwortlichen wachrütteln **14**
Ein Beitrag zur Vereinheitlichung des deutschen Bauordnungsrechts **15**
Referate des DPÜ-Sachverständigentages sind jetzt im Internet vollständig abrufbar **16**
TOS bereitet ihre Akkreditierung als „Zugelassene Überwachungsstelle“ vor **16**
Japanische Bauingenieure interessieren sich für das Prüfwesen in Deutschland **17**
BVPI bietet ein weiteres Seminar zur Einführung der DIN-Fachberichte 103/104 an **17**
13. Bautechnisches in NRW dieses Jahr am 3. November **18**
Stellungnahmen zu Schriften ATV-DVWK und des DAfSt **18**
BVPI stellt Datenbank mit Planungsfehlern und Bauschäden zusammen **19**
Das CEBC will einen stärkeren Einfluss auf das europäische Regelwerk nehmen **19**
DPÜ-Seminar über die rechtssichere Umsetzung der EnEV in der Baupraxis **20**
EBA-Merkblatt für die Zustimmung im Einzelfall **20**
Merkblatt Sichtbeton in neuer Fassung **21**
Gerhard Sedlacek mit der „Auszeichnung des Deutschen Stahlbaues 2004“ geehrt **21**
Neue Fassung des HVA F-StB **21**
Deutscher Bautechnik-Tag 2005 im April in Düsseldorf **21**
Die neue hessische Bauordnung sieht für alle Gebäudeklassen eine Bauüberwachung vor **22**

KONSTRUKTIVER INGENIEURBAU

Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. e. h. Wilfried B. Krätzig.
Schädigung, Dauerhaftigkeit und Lebensdauer von Tragwerken **26**

BETONBAU

Dr.-Ing. Hans-Ulrich Litzner:
Die „Bemessung auf Dauerhaftigkeit“ nach den neuen Betonbaunormen **38**

BETONBAU

Univ.-Prof. Dr.-Ing. György Iványi:
Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton **48**

TRAGWERKSPLANUNG

Prof. Dr.-Ing. Michael Schäper:
Die drei Tücken der neuen Beton-Baustoffnormen für den Tragwerksplaner **57**

IMPRESSUM **66**

Der Prüfsingenieur in Deutschland – ein Modell für die Europäische Union?

In diesen Wochen melden sich vermehrt Delegationen aus europäischen und außereuropäischen Ländern bei der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure, um sich im Detail über gesetzliche Verankerung und Verfahrensweisen der bautechnischen Prüfung und insbesondere über die Qualifikation, Zuständigkeit und Verantwortlichkeit des Prüfsingenieurs zu informieren.

Anlass ist möglicherweise die weltweite Zunahme von zum Teil spektakulären Bauunfällen, die nicht nur mit einer entsprechenden Steigerung von Sachschäden, Versicherungsgebühren und Gerichtskosten verbunden sind. Noch viel überzeugender scheint die Erkenntnis, dass insbesondere Personenschäden nicht durch eine nachgeordnete Schadensregulierung, sondern nur durch Schadensprävention begegnet werden kann.

Dabei ist das Prinzip der Fehler- und Schadensprävention allein schon aus wirtschaftlichen Überlegungen heraus ein Grundprinzip der Qualitätssicherung in der produzierenden Industrie, z. B. in der Automobilindustrie. Es findet seinen methodischen Niederschlag in der so genannten Fehler-Erkennungs- und Vermeidungsmethode FMEA (Failure-Mode and Effects Analysis), mit der Planungs- und Produktionsprozesse derart beeinflusst werden sollen, dass keine Ausschussware entsteht und das Risiko für den Verbraucher minimiert wird.

Eben nach diesem gedanklichen Ansatz arbeiten Bauaufsichtsbehörden und Prüfsingenieure in Deutschland bereits seit vielen Jahrzehnten, einzig hinsichtlich der Systematik wäre ein methodischer Angleich an die FMEA möglich und durchaus anzustreben.

Dies ist damit begründet, dass die ursprünglichen Vorteile und Vereinfachungen im Bauwesen gegenüber der Industrieproduktion, nämlich die Ausführung mit qualifizierten Facharbeitern und die ganzheitliche Betrachtungsweise und Anschaulichkeit bei der Planung und Berechnung, mehr und mehr



Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä
Geschäftsführer der Leonhard, Andrä und Partner Beratende Ingenieure GmbH (Stuttgart/Berlin); gewählter und ab Januar 2005 amtierender Präsident der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik (BVPI).

verloren gehen und daher eine intensivere Methodik für eine systematische Fehler- und Schadensvermeidung erforderlich wird.

Neben den unmittelbaren wirtschaftlichen Vorteilen hat das deutsche Prüfwesen im internationalen Vergleich einen einzigartigen Vorteil, der in der Öffentlichkeit kaum beachtet wird.

Das deutsche Prüfwesen führt nämlich notwendigerweise zu einer kontinuierlichen, lebenslangen Fortbildung aller Beteiligten, weil bei jedem neuen Projekt der Aufsteller vom Prüfsingenieur – und umgekehrt selbstverständlich ebenso – im direkten Dialog hinzulernt, weil neue technische Erkenntnisse und Regelwerke unmittelbar diskutiert und umgesetzt werden.

Ein vergleichbares Ergebnis ließe sich durch Fortbildungsveranstaltungen gleich welcher Qualität und Akzeptanz sicherlich nicht erreichen. Nach meiner Auffassung und persönlichen Erfahrung hat Deutschland in der Gesamtheit gesehen dadurch die weltweit am besten aus- und weitergebildeten Ingenieure.

Angesichts solcher Erkenntnisse hat es daher durchaus skurrile Züge, dass im Zuge politischer Ideenlosigkeit in Deutschland mit den Zauberworten „Bürokratieabbau und Deregulierung“ die Baugenehmigung und damit auch die bautechnische Prüfung inhaltlich in Frage gestellt und Zug um Zug abgeschafft wird, während sich alle Welt mehr und mehr für unser gut funktionierendes und ausbaufähiges System interessiert.

Die bautechnische Prüfung in Deutschland hat wegen geringer Schadenshäufigkeiten und Versicherungsaufwand nicht nur privatwirtschaftliche und volkswirtschaftliche Vorteile, sie ist auch die Konsequenz von Grundrechten und Gesetzen unterschiedlicher Wertigkeit.

Allem voran ist das Grundrecht auf Leben und körperliche Unversehrtheit zu nennen, für das der

Staat den Bürgern unseres Landes einsteht. Dementsprechend sind der Schutz vor der Bedrohung von Leben und Gesundheit, die von baulichen Anlagen ausgehen können, als hoheitliche Aufgaben von der Bauaufsichtsbehörde und den von ihr bestellten unabhängigen Prüfsachverständigen wahrzunehmen.

Darüber hinaus sind aber auch die Rechte des Bürgers als Verbraucher schützenswert, wobei dieser Schutz nicht notwendigerweise auf hoheitlicher, sondern auch auf privatrechtlicher Grundlage durch Sachverständige nach dem „Vier-Augen-Prinzip“ gewährt werden kann.

Die Grenzen zwischen diesen beiden Bereichen sind ebenso wie die Grenzen zwischen dem Begriffspaar „Standesicherheit und Gebrauchstauglichkeit“ fließend, und über die Zweckmäßigkeit bei der formalen Herangehensweise gibt es in den einzelnen Bundesländern bekanntermaßen unterschiedliche Auffassungen.

Für mich ist der Meinungsstreit zum Thema Prüfsachverständiger und/oder Sachverständiger zweitrangig. Unterschiedliche Verfahrenswege entsprechen eben unserer deutschen föderalistischen Natur, wir dürfen darüber aber nicht die eigentlichen Ziele aus den Augen verlieren.

Auf Grundlage der bekannten Berufsziele der Bundesvereinigung der Prüfsachverständigen für Bautechnik sind für die nächste Zukunft deshalb folgende Ziele anzustreben:

■ Die Verfahrensweise der bautechnischen Prüfung und Überwachung entsprechend den heutigen Abläufen der Planung und Bauausführung überdenken und

neuezeitliche kommunizierbare, ganzheitliche Methoden erarbeiten.

■ Die Öffentlichkeit und die politischen Entscheidungsträger von der Zweckmäßigkeit und Notwendigkeit der Bauaufsicht und der bautechnischen Prüfung, sowohl in öffentlich-rechtlicher als auch privatrechtlicher und wirtschaftlicher Hinsicht, zu überzeugen und Vorschläge zu einer entsprechenden Konvergenz der Bauordnungen erarbeiten.

■ Das deutsche Prüfwesen international, insbesondere in der EU, bekannt machen und in enger Zusammenarbeit mit BÜV und DPÜ für eine EU-weite Einführung des Systems werben.

Diese Ziele lassen sich besser erreichen, wenn die damit zusammenhängenden Aufgaben sowohl im Innen- als auch im Außenverhältnis mehr als bisher von verschiedenen Vorstandsmitgliedern mit einer entsprechenden Ressortverantwortung selbstständig vertreten werden, die sich dabei der engagierten und progressiven Unterstützung der Bundesgeschäftsstelle unmittelbar versichern können.

Entsprechend unserer menschlichen Natur sind wir zwar alle für den Fortschritt – aber gegen Veränderungen, zumindest wenn sie uns selbst betreffen.

Aber nicht nur wegen unserer eigenen Glaubwürdigkeit, sondern auch wegen bewahrenswürdiger Prinzipien und zur Schaffung von Ingenieurarbeitsplätzen in Deutschland werden wir Veränderungen in Angriff nehmen müssen, um nicht zu warten, bis uns Veränderungen aufgezwungen werden.

In diesem Sinne wünscht sich der Verfasser mit allen Kollegen eine gute Zusammenarbeit.

Ein Drittel aller Prüfengeure bei ihrer Arbeitstagung in Hamburg

Andrä neuer Präsident der Bundesvereinigung „Vier-Augen-Prinzip nach Europa exportieren“

Alle Redner einig: Nur die hoheitliche Prüfung sichert einen vernünftigen baurechtlich abgesicherten Verbraucherschutz

Der Geschäftsführende Gesellschafter der Ingenieurgesellschaft Leonhardt, Andrä und Partner, Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, ist zum neuen Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) gewählt worden. Er löst Dr.-Ing. Günter Timm, ab, der nach 14-jähriger erfolgreicher Präsidentschaft für dieses Amt nicht mehr zur Verfügung stand und angesichts seiner großen Verdienste zum Ehrenpräsidenten gewählt wurde. Andräs Wahl und die Wahl eines neuen Vorstandes waren einer der Höhepunkte der diesjährigen Arbeitstagung der BVPI, die mit einer fachlich reichhaltigen Palette von Fort- und Weiterbildungsvorträgen einerseits und mit einigen ermutigenden berufspolitischen Aussagen vom 19. bis 21. September im Congress Centrum Hamburg (CCH) durchgeführt worden war. Fazit: Die hoheitliche Prüfung tritt immer mehr ins Zentrum des Verbraucherschutzes am Bau.

Wenn im Hamburger Thalia-Theater stehender Beifall aufbrandet, dann gilt er gewöhnlich den schauspielerischen Leistungen des Ensembles. Dieses Mal galt er aber – anlässlich der Eröffnung der BVPI-Arbeitstagung ebendort – der berufspolitischen Leistung eines einzigen Mannes, Dr.-Ing. Günter Timms nämlich, der 14 Jahre lang die Geschicke der Bundesvereinigung der Prüfengeure vorgedacht und gesteuert hat. Mehr als ein Drittel aller deutschen Prüfengeure war zugegen, als Timm zum Dank für seine herausragenden Verdienste nicht nur zum Ehrenpräsidenten der Bundesvereinigung akklamiert wurde, sondern auch mit ehrlichem und freundschaftlich-kollegialem Dank – schweren Herzens beiderseits – aus seinem Amt verabschiedet wurde.

Allen Anwesenden war bewusst: Timm hat – mit heute durchaus nicht mehr gewöhnlichem ehrenamtlichem Engagement – die Bundesvereinigung in unübersichtlichen und berufspolitisch komplizierten Zeiten zum

überall anerkannten Berufsverband mit hoher technisch-wissenschaftlicher Kompetenz entwickelt. Er und sein damaliger Geschäftsführer Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer haben der BVPI auf Bundesebene strategisch und operativ ein wesentlich breiteres Fundament verschafft, als sie bei ihrer Amtsübernahme vorgefunden haben. Sie haben die Gründung des Bau-Überwachungs-Vereins (BÜV), des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ) und der Technischen Organisation der Sachverständigen (TOS) betrieben und damit den Prüfengeuren in Deutschland nicht nur den Weg zu bautechnischen Sondergebieten und zur fachübergreifenden, ganzheitlichen Prüfung geebnet, sondern ihnen auch die dafür nötigen organisatorischen und korporativen Instrumente konstruiert. Gleichzeitig haben sie es verstanden – häufig gegen mächtige Widerstände – die als negativ für den Verbraucherschutz erkannten Auswirkungen der ersten Deregulierungswelle von der Bundesebene aus in vernünftige landespolitische Bahnen zu kanalisieren;

mit dem Ergebnis, dass die hoheitliche Prüfung nicht in allen deutschen Ländern abgeschafft, sondern in einigen Ländern „nur“ vom privaten, aber staatlich anerkannten Prüf-Sachverständigen abgelöst wurde.

Nun übernimmt – mit Wirkung vom 1. Januar 2005 – Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä das Ruder, und mit ihm der neue Geschäftsführer, Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann, der seit Anfang dieses Jahres schon die Geschäftsstelle in Hamburg führt, nachdem sein Vorgänger sich anderen beruflichen Aufgaben zugewendet hatte.

Andrä hat gleich nach seiner Wahl zum neuen BVPI-Präsidenten berufspolitische Akzente gesetzt, mit denen er das weiterführen will, was Timm in Wort und teilweiser Tat schon vorbereitet hatte: den weltweiten, zumindest erst einmal den EU-weiten Export des Gedankens der unabhängigen Prüfung und Überwachung bei gleichzeitiger stringenter Verteidigung des Vier-Augen-Prinzips im eigenen Lande. „Denn“, so ließ Andrä in einer Presseerklärung nach seiner Wahl zum Präsidenten der BVPI verlauten, „während das Prüfen unserer Bauwerke wegen seiner umfassenden Schadensverhinderung international ein hohes Ansehen genießt und sich immer mehr Länder für das Vier-Augen-Prinzip interessieren, gibt es in Deutschland Tendenzen, wonach das bewährte System verändert werden soll.“ Es habe schon „skurrile Züge, dass“, so begründet Andrä seine Ansicht, „als Ergebnis politischer Ideenlosigkeit in Deutschland mit den

Zauberworten Bürokratieabbau und Deregulierung Teile der Baugenehmigung und damit auch der bautechnischen Prüfung in Frage gestellt werden, während das Ausland sich zunehmend an unserem funktionierenden und ausbaufähigen System orientiert.“ Weil vor diesem Hintergrund der Prüferingenieur in Deutschland „ein Modell für die Europäische Union werden“ könne, kündigte Andrä an, auf EU-Ebene selbstbewusst und mit allen Mitteln, die der BVPI dafür von ihren Mitgliedern zur Verfügung gestellt werden können, über „die deutschen Qualitätsstandards verstärkt zu informieren und für die bautechnische Prüfung zu werben“.

Bestärkt wurde Andrä – mit fachlichen, juristischen, politischen und auch administrativen Argumenten – in dieser seiner Absicht von eigentlich allen Rednern, die auf dieser Arbeitstagung zu Wort kamen. Vor allem der Staatsrat der Hamburger Umwelt- und Stadtentwicklungsbehörde, Dr. Heinrich Doppler, ermahnte wohlwollend die Prüferingenieure, in „zielgerichteter politischer Kärnerarbeit“ weiterhin fest zu den Grundsätzen ihrer Berufspolitik zu stehen, denn gerade die Tatsache, dass „Einstürze in Deutschland unbekannt sind“ beweise die Richtigkeit und Notwendigkeit des hoheitlichen Vier-Augen-Prinzips. Und der Leiter der Hamburger Prüfstelle für Baustatik, der Leitende Baudirektor Dipl.-Ing. Detlef Sagebiel, kleidete sein unzweideutiges Votum für die hoheitliche Prüfung, die in der gerade zur Überarbeitung anstehenden Hamburger Bauordnung höchstwahrscheinlich erhalten bleiben werde, in das Kleid einer Liste von Vor- und Nachteilen dieses Prüfungssystems, auf der die administrativen, baurechtlichen und verbraucher-schützenden Vorteile mehr als deutlich überwogen. Auch der Leiter des Prüfamtes für Baustatik in Niedersachsen, Dipl.-Ing. Hilmar Zander, gab den Prüferingenieuren



Der künftige neue Präsident der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI), Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, tritt am 1. Januar 2005 sein Amt an. Er will den neuen Vorstand als, wie er sagte, Moderator und Primus inter Pares und mit festgelegten Zuständigkeiten führen. Von links nach rechts sind hier zu sehen: Dr.-Ing. Dietmar H. Maier (Karlsruhe), Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, Diplom-Ingenieurin Undine Klein (Halle/Saale), Dr.-Ing. Klaus Kunkel (Düsseldorf) und Dr.-Ing. Dieter Winselmann (Braunschweig).

Das BVPI-Vorstandsteam bildet übrigens jetzt auch den Vorstand des Bau-Überwachungsvereins (BÜV), ergänzt um den Präsidenten des DPÜ, Dr.-Ing. Peter A. Kugler.

ren klar zu verstehen, dass nur die hoheitliche Prüfung geeignet sein könne, die Sicherheit unserer Bauwerke landesgesetzlich und verordnungsrechtlich widerspruchsfrei sicherzustellen.

Wie in jedem Jahr, so wurde den Prüferingenieuren bei ihrer Arbeitstagung auch in diesem Jahr ein jenseits ihrer originären Fachgebiete liegender „Festvortrag“ geboten. Dieses Jahr war der Leiter des Forschungsinstituts für anwendungsorientierte Wissensverarbeitung an der Universität Ulm, Prof. Dr. Dr. F. J. Radermacher, ausgesucht worden, der die „Herausforderungen an den Standort Deutschland“ skizzierte indem er diesem „keine einfachen Zeiten“ diagnostizierte. Radermacher, er ist Mathematiker und Wirtschaftswissenschaftler, Berater der Bundesregierung und zahlreicher „Global Player“, brannte ein rhetorisch glitzerndes Feuerwerk ab, als er den Prüferingenieuren die jenen Hintergründe der Globalisierung erklärte, die er als Forscher,

Consultant und als erkennender Beobachter jenseits aller normalen Erklärungsmuster dingfest und namhaft gemacht zu haben glaubt. Seine Erklärung gipfelte in der einfachen Aussage, die derzeit „fundamental falsch laufende“ Globalisierung mit ihrem „schwachsinnigen Markt-Fundamentalismus“ habe nur zum Ergebnis, dass weltweit sehr wenige Reiche immer reicher und sehr viele Arme immer ärmer würden. Diese „gigantische Umverteilung von unten nach oben“ werde erst dann gestoppt werden können, wenn, so Radermacher, die reichen Länder die armen Länder an ihrem technischen Wissen und an ihren öko-sozialen Errungenschaften teilhaben ließen.

Die Vorträge der diesjährigen Arbeitstagung werden wie immer im Prüferingenieur veröffentlicht. In dieser Ausgabe findet sich die eine Hälfte der Referate, in der nächsten Ausgabe, im April 2005, folgen die restlichen.

Klaus Werwath

Erste Erfahrungen mit der neuen Brandenburgischen Bauordnung

Planungsqualität nahm nach erweiterter Verantwortung des Objektplaners deutlich zu

Die Baugenehmigungsverfahren wurden zeitlich deutlich verkürzt

In Brandenburg hat die Qualität der Planungsleistungen innerhalb eines Jahres deutlich zugenommen, weil nach der neuen Brandenburgischen Bauordnung (BbgBO) der Tragwerksplaner als Fachingenieur seitens einiger Bauherren, Objektplaner und Bauträger bei Einfamilienhäusern wieder zunehmend in den Planungsprozess einbezogen wird. Dies ist die herausragende Erfahrung mit der BbgBO, die im Juni 2003 beschlossen worden war. Wie sich deren Neuerungen auf die Arbeit der Prüfindenieure bisher ausgewirkt haben, wird im Folgenden berichtet.

Für die im Land Brandenburg tätigen Prüfindenieure ergaben sich durch die neue Brandenburgische Bauordnung (s. a. *Der Prüfindenieur*, Heft 24, S. 10) Neuerungen, die u. a. in folgenden Schwerpunkten zum Ausdruck kamen:

- Trennung der rechtlichen Prüfung von der bautechnischen Prüfung im Baugenehmigungsverfahren.

- Wiederaufnahme von Einfamilienhäusern in die zu prüfenden Bauvorhaben.

- Durchgehende Verantwortung des Objektplaners für die Planung und die Durchführung der Bauvorhaben sowie die Koordination und Kontrolle der Fachplaner.

Die *Trennung der baurechtlichen von der bautechnischen Prüfung* innerhalb der Baugenehmigungsverfahren hat zum Ziel, die Bearbeitung von Bauanträgen auf einen Zeitraum von ca. einem Monat zu begrenzen. Die ersten Erfahrungen zeigen, dass diese Zielstellung realistisch war.

Durch die Trennung der Prüfung sollen für den Bauherren weiterhin Aufwendungen für bautechnische Planungen für den Fall vermieden werden, dass sein Bau-

vorhaben nicht genehmigungsfähig ist.

Nach § 68 (2) BbgBO darf mit der Bauausführung erst begonnen werden, wenn seitens des Prüfindenieurs genehmigte Ausführungsunterlagen mit der Baubeginnanzeige vorgelegt werden, d. h., dass eine Baugenehmigung noch nicht einen Baubeginn erlaubt.

Es liegt im Ermessen und im Risiko des Bauherren, parallel zum baurechtlichen Genehmigungsverfahren die bautechnischen Planungen zu beauftragen und prüfen zu lassen. Andernfalls kann es nach Vorlage der Baugenehmigung zu erheblichen Verzögerungen des Baubeginns kommen. In diesem Zusammenhang haben die Objektplaner eine große Verantwortung hinsichtlich Ihrer Beratungspflicht für den Bauherren.

In der Praxis werden in der überwiegenden Zahl der Fälle die bautechnischen Planungen erst nach Vorlage der Baugenehmigung beauftragt. Beachtet man den Zeitaufwand für die Planung und Prüfung der Genehmigungs- und Ausführungsunterlagen, dann sind hier Fristen aufgerufen, die in die Verantwortung des Bauherren bzw. seines Objektplaners gelegt

wurden. Nicht selten werden deshalb seitens der Bauherren Teilfreigaben (Gründung) erbeten.

Nachdem mit Einführung der Bauordnung 1997 die *bautechnische Prüfung von Einfamilienhäusern* aufgehoben worden war, wurde sie am 1. September 2003 wieder eingeführt. Die Gründe, die zu diesem Schritt geführt haben, wurden in der Praxis der Prüfindenieure voll und ganz bestätigt. In den Jahren der Prüfbefreiung hatte sich die Planungsqualität für diese Gebäude nämlich auf ein zum Teil sehr niedriges Niveau begeben, welches sich bei der Bauausführung fortsetzte.

Zur bautechnischen Prüfung wurden anfangs oftmals unvollständige Unterlagen eingereicht, sie wurden mitunter aus den Planungen von anderen Bauvorhaben zusammenkopiert, nicht selten wurden Vorlagen von Fachplanern eingereicht, die nicht die nötige Fachkompetenz besaßen, und sie wiesen teilweise starke Abweichungen vom Entwurf des Gebäudes auf. Oftmals galt der Grundsatz, wenn die Statik für ein Gebäude nicht mehr geprüft werden muss, dann braucht auch keine aufgestellt zu werden.

Nach einem Jahr der Gültigkeit der neuen Bauordnung ist festzustellen, dass die Qualität der Planungsleistungen deutlich zugenommen hat. Dies liegt in starkem Maße daran, dass der Tragwerksplaner als kompetenter Fachingenieur seitens einiger Bauherren, Objektplaner und Bauträger bei Einfamilienhäusern wieder zunehmend in den Planungsprozess einbezogen wird.

Eine wesentliche Neuerung für die Planung und Ausführung von Bauvorhaben ist entsprechend § 48 BbgBO, dass ein *Objektplaner* zu bestellen ist, der für die Erarbeitung der Bauvorlagen und für die Überwachung des Bauvorhabens sachkundig und geeignet ist. Er hat zu gewährleisten, dass das Bauvorhaben nach den genehmigten Bauvorlagen ausgeführt wird und die erforderlichen Ausführungsplanungen erarbeitet werden.

Damit haben die Bauaufsichtsbehörde und somit auch der Prüferingenieur von der Baugenehmigung bis zur Endabnahme des Gebäudes einen einzigen Ansprechpartner, der laut Gesetz die Gesamtverantwortung trägt.

Beendet der Objektplaner vor Fertigstellung der baulichen Anlage seine Tätigkeit, dann ist dies der Bauaufsichtsbehörde „unverzüglich“ schriftlich mitzuteilen, und es ist ein neuer Objektplaner zwingend zu benennen.

Mit einer derartigen Festschreibung im Gesetz wird erreicht, dass die verschiedenen Phasen und Verfahrensweisen bei der Herstellung einer baulichen Anlage (Genehmigungsplanung,

Ausführungsplanung, Vergabe, Bauherrenmodelle, GU-Vergaben u.s.w.) einer Kontrolle unterstellt wird, die außerhalb der hoheitlichen Tätigkeit der Bauaufsichtsbehörde steht, aber von ihr in die Verantwortung genommen werden kann.

Die bisherigen Erfahrungen bei der Umsetzung des Gesetzes zeigen, dass es einigen Bauherren schwer fällt, einen Objektplaner für den gesamten Prozess der Planung und Ausführung durchgehend zu beauftragen.

Andererseits erfolgt die Information eines Objektplaners an die Bauaufsichtsbehörde sehr zuverlässig, falls dieser vor Fertigstellung des Bauvorhabens seine Tätigkeit beendet. Dies hängt natürlich auch mit der Haftung des Objektplaners zusammen, die erst an dem Zeitpunkt endet, zu dem ein neuer Objektplaner seitens des Bauherren benannt ist.

Ein wesentlicher Punkt für die Arbeit der Prüferingenieure ist die Regelung in der Bauordnung, dass der Objektplaner die Verantwortung dafür trägt, „dass die Ausführungsplanung erarbeitet wird und die für die Ausführung notwendigen Einzelzeichnungen,

Einzelberechnungen und Anweisungen geliefert werden“ (§ 48 (1) BbgBO). Damit ist gesetzlich vorgeschrieben, dass eine Ausführungsplanung vor Baubeginn geprüft vorliegen muss.

Die Praxis zeigt, dass die Qualität der Ausführungsunterlagen sich zunehmend verbessert hat. Dabei ist festzustellen, dass ordnungsgemäße Planungsunterlagen eine deutlich verbesserte Qualität der Bauausführung zur Folge hat.

Dies gewinnt um so mehr an Bedeutung, da auf Grund des sehr volatilen Bestandes an Bauunternehmen, bedingt durch Insolvenzen und Neugründungen, jedes bauausführende Unternehmen dankbar für die Vorlage qualitativ hochwertiger und vollständiger Ausführungsunterlagen ist.

Ergänzende Informationen über die neue Brandenburgische Bauordnung sind der Internetadresse www.mswv.brandenburg.de zu entnehmen. Als Ansprechpartner steht die brandenburgische „Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüferingenieure für Baustatik“ (BVS Brandenburg) unter www.bvs-brandenburg.org zur Verfügung.

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn

Brandenburgischer Bauingenieurtag am 4. März in Cottbus

Am 4. März 2005 findet der 11. Brandenburgische Bauingenieurtag an der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus statt. Initiatoren dieser nun schon traditionellen Veranstaltung sind auch in diesem Jahr wieder die Brandenburgische Ingenieurkammer, der Verband der Prüferingenieure des Landes Brandenburg sowie der Gastgeber, die Technische Universität Cottbus.

Unter dem Generalthema „Innovationen im Hochbau – Neubau und Ertüchtigung“ werden folgende Gebiete behandelt:

- Verstärkung von Mauerwerk und Stahlbetondecken sowie Ertüchtigung von Parkhäusern (unter Einbeziehung der neuen Richtlinie für Parkhäuser),
- Besonderheiten bei Dübelbefestigungen,

- Besonderheiten der neuen DIN 1053 (Mauerwerksbau) und

- Planung und Ausführung von Holz-, Beton-Verbundkonstruktionen.

Nähere Informationen sind der Internetadresse www.tu-cottbus.de/massivbau ► *Aktuelles* zu entnehmen.

Baden-Württembergische Arbeitstagung in Freudenstadt wieder gut besucht

„Die Situation der Bauwirtschaft fordert eine Intensivierung der präventiven Kontrollen geradezu heraus“

**Josef Steiner benennt eklatante Fehlleistungen
Prüfingenieure müssen Bescheidenheit aufgeben**

In vielen Terminkalendern ist das letzte Juni-Wochenende alljährlich frühzeitig belegt mit dem Eintrag „Freudenstadt“. So trafen sich im dortigen Kurhaus auch in diesem Jahr wieder 180 Prüfingenieure und Gäste aus den Verwaltungen zur traditionellen „Freudenstädter Arbeitstagung“ der Landesvereinigung der Prüfingenieure in Baden-Württemberg.

In seiner Begrüßung ging der Vorsitzende der baden-württembergischen Landesvereinigung der Prüfingenieure, Dipl.-Ing. Josef Steiner, auf die Situation der deutschen Bauwirtschaft ein, die in den vergangenen Jahren ca. 600.000 Arbeitsplätze eingebüßt habe. Die veränderte Personalstruktur auf den Baustellen, wo ein großer Teil der Bauleistungen inzwischen von Subunternehmern aus Billiglohnländern erbracht werde, und die schlechter gewordenen Randbedingungen für die Planer forderten, so Steiner, „eine Intensivierung präventiver Kontrollen geradezu heraus“. Mit einigen aktuellen Beispielen für eklatante Fehlleistungen untermauerte und belegte er seine These, dass der Prüfingenieur mit seiner Arbeit, die er meistens ohne öffentliche Wahrnehmung erledige, immer wieder schwere Schäden verhindere.

Die allzu bescheidene Selbstdarstellung des Prüfingenieurs in der Öffentlichkeit griff auch der Chef der Obersten Baurechtsbehörde des Landes Baden-Württemberg, Ministerialdirigent Dr. Volker Renner, auf. Er gab den Prüfingenieuren den Rat, intensiver auf die Bauherren zuzugehen und Verständnis zu wecken für ihre wertvolle Tätigkeit. „Der

Bauherr muss nachvollziehen können, dass Prüfingenieure mit ihrer hoheitlichen Tätigkeit Garant sind für ein sicheres, zuverlässiges Gebäude.“ Dankbar nahmen die Prüfingenieure in Freudenstadt Renners Ankündigung auf, dass in Baden-Württemberg auch in Zukunft am bewährten einheitlichen System der bautechnischen Prüfung durch Prüfingenieure für Baustatik festgehalten werden solle.

Im ersten Fachvortrag setzte sich Ministerialrat Dipl.-Ing. Helmut Ernst vom Innenministerium in Stuttgart mit dem Problem der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit im Zusammenhang mit den Erfordernissen der bautechnischen Prüfung auseinander. Ernst zeigte auf, dass die Grenzen zwischen Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit oft fließend seien und der Prüfingenieur im Einzelfall selbst entscheiden müsse, inwieweit Gebrauchstauglichkeitsprobleme in den Umfang der bautechnischen Prüfung einzubeziehen sind. Die Prüfingenieure sollten, so Ernst, bei ihrer Arbeit eine gewisse Verpflichtung übernehmen, den Bauherren vor möglichen Schäden zu bewahren, auch wenn dabei nicht nur Standsicherheitsprobleme tangiert seien.

Der Prüfingenieur Dr.-Ing. Dietmar H. Maier aus Karlsruhe konnte am Beispiel von zwei Verbundbrücken verdeutlichen, wie sich einerseits die Arbeit und der Bearbeitungsaufwand der Ingenieure mit der Einführung der DIN-Fachberichte verändert hätten, andererseits die dadurch bedingten Einflüsse auf das fertige Bauwerk aber vergleichsweise gering geblieben seien. Die bautechnische Bearbeitung der vorgestellten Projekte fiel in die Erprobungsphase der DIN-Fachberichte und habe letztlich zu etlichen Klarstellungen am Regelungstext geführt.

Als eine der letzten Grundnormen für den konstruktiven Ingenieurbau wurde auch die Grundbauvorschrift DIN 1054 auf das Konzept mit Teilsicherheiten umgestellt. Diese Norm ist noch nicht bauaufsichtlich eingeführt, es ist aber an der Zeit, dass die Prüfingenieure sich damit auseinander setzen und vertraut machen. Der Direktor des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, hat in seinem Vortrag deshalb die Grundzüge dieser Norm erläutert und in die praktische Handhabung eingeführt.

Nach dem Bericht des Prüfingenieurs Prof. Dipl.-Ing. Rolf Steinmetz aus Ettlingen über die Arbeit des statisch-konstruktiven Ausschusses (STAKO) im vergangenen Jahr wurde der 1. Tag der Vortragsveranstaltung mit einem echten Höhepunkt abgeschlossen.

Professor Michel Virlogeux aus Paris, von dem der Entwurf des Viaduc de Millau stammt, ließ es sich nämlich trotz eines gleichzeitig am Ort des Bauwerks laufenden internationalen Symposiums nicht nehmen, den versprochenen Vortrag in Freudenstadt über dieses faszinierende Brückenbauwerk selbst zu halten. Anhand vieler Bilder erläuterte er die seinerzeit diskutierten Alternativen zum behördlichen Tragwerksentwurf und das ungewöhnliche Verfahren, das schließlich zu der jetzt ausgeführten Talbrücke mit mehr als 300 m hohen Pfeilern und Spannweiten von 340 m geführt hat.

Die Mitarbeit von Norman Foster als Architekt habe sich, so Virlogeux, auf die Durcharbeitung von Details beschränkt, sei aber von den Beteiligten durchaus geschätzt worden. Der von beiden Widerlagern vorgeschobene Überbau sei inzwischen fertig gestellt. Das Bauwerk und die in das Tourismuskonzept der Stadt Millau einbezogene und entsprechend präsentierte Baustelle seien nach wie vor ein Anziehungspunkt, der auf großes Interesse bei der Bevölkerung stoße. Es bleibe zu hoffen, dass sich die Brücke trotz des großen Architektennamens den

Medien und der Öffentlichkeit nicht als Architektenwerk, sondern als faszinierendes Werk der Bauingenieure einprägen.

Nach dem gut besuchten traditionellen Gesellschaftsabend begann der 2. Tag der Arbeitstagung mit einem Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Lutz Wichter, dem Inhaber des Lehrstuhls für Bodenmechanik und Grundbau/Geotechnik der TU Cottbus, über Erfahrungen bei der Zustandsüberprüfung von teilweise 30 Jahren alten Verpressankern und Bodennägeln. Aus eigener Erfahrung wissen alle Prüfingenieure, wie anfällig gerade der Baugrundbereich für unplanmäßiges Vorgehen und für Improvisation ist. Wichter hat deshalb im Zuge seiner Untersuchungen die Einflüsse von Einbaufehlern und Korrosionsschutzmängeln bei Erdankern aufgezeigt und wichtige Hinweise gegeben.

Nachdem die begleitenden Damen am Vortrag tief beeindruckt waren von der von Prof. Emil Wachter aus Karlsruhe künstlerisch gestalteten Autobahnkirche an der A5 bei Baden-Baden, blieben die beiden letzten Vorträge im kirchlichen Bereich und widmeten sich den läutenden Glocken mit all ihren Facetten.

Anhand etlicher wirklichkeitsnaher Modelle zeigte Dipl.-Ing. Josef Steiner, was pendelnd aufgehängte Glocken auf Türmen auslösen können. Neben der realistischen Darstellung von Resonanzzuständen wurde eine sinnvolle Vorgehensweise für die wirtschaftliche Behebung dynamischer Probleme an Glockentürmen aufgezeigt.

Dieser eher nüchternen Betrachtung durch den Ingenieur folgte der abschließende Vortrag von Kurt Kramer, dem Vorsitzenden des Beratungsausschusses für das Deutsche Glockenwesen. Er führte in die 5.000 Jahre alte faszinierende Entwicklungsgeschichte der Glocken ein. Die Entwicklung wurde mit Bild- und Tonbeispielen dargestellt. Außerdem zeigte Kramer die vielfältigen Bezüge auf, die der Glocke in der Literatur, in der Musik und in der Malerei zuteil geworden sind. Der mit viel Beifall aufgenommene Vortrag war gleichzeitig eine Einstimmung auf die im September in Karlsruhe stattfindenden Europäischen Glockentage und wird vielen Teilnehmern Anlass sein, auch im kommenden Jahr am letzten Juni-Weekend wieder nach Freudenstadt zu kommen.

Dipl.-Ing. Josef Steiner

Nützliches Buch für Hoch- und Brückenbauplaner:

Vergleich von DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102

Im Berliner Beuth-Verlag ist kürzlich ein nützliches Buch für Hoch- und Brückenbauplaner erschienen. Es heißt „Planung von Betontragwerken“ und enthält in direkter Gegenüberstellung eine vergleichende Zusammenfassung der DIN 1045-1 und des DIN-Fachberichts 102.

Da beide Normen auf der Vornormfassung des Eurocode 2

basieren, tauchten in der Fachwelt, so begründet der Verlag seine Entscheidung für die Herausgabe dieses Buches, immer wieder die Frage auf, wie sich die beiden Dokumente unterscheiden und welche dieser beiden Regeln im konkreten Fall zu beachten sei.

Die Antwort auf diese Fragen gebe sein neues Buch, betont der Verlag, denn es Sorge für

Überblick und Klarheit und rüste den Tragwerksplaner überdies mit den zur Diskussion stehenden Originaltexten beider Dokumente aus.

Autor des Buches ist Dr.-Ing. Uwe Hartz, Referatsleiter „Beton, Stahlbeton und Spannbeton“ im Deutschen Institut für Bautechnik (ISBN 3-410-15652-6, 118 €, 272 S. A4).

Betriebssicherheitsverordnung bringt Sachverständigen neue Aufgaben

Die TOS will ihren Mitgliedern auch weiterhin neue Prüfgebiete erschließen

Gemeinsame Mitgliederversammlung mit dem Verband der Revisionsingenieure am Bodensee

Die Technische Organisation von Sachverständigen (TOS) will ihren Mitgliedern auch künftig weitere neue Prüfgebiete erschließen und parallel dazu, wie ihr Vorsitzender, Dr.-Ing. Harald Bitter, Anfang Mai in Bad Schachen am Bodensee anlässlich der diesjährigen Gemeinschaftstagung seiner Organisation mit dem Verein der Revisionsingenieure (VSR) sagte, „für alle Prüfgebiete eine umfassende Fort- und Weiterbildung“ anbieten.

Die Tagung beider Organisationen hatte mit der Mitgliederversammlung der TOS begonnen, auf der der gesamte TOS-Vorstand einstimmig in seinem Amt bestätigt wurde und auf der Bitter noch einmal die Grundsätze benannte, die der Arbeit der TOS zugrunde liegen. Bitter betonte dabei die Wichtigkeit der individuellen staatlichen Anerkennung der Sachverständigen und die Notwendigkeit eines hohen fachlichen Niveaus ihrer Tätigkeit. Die persönliche Anerkennung müsse im geregelten Bereich erhalten bleiben. Die TOS werde alles tun, dies zu erreichen.

Weiterhin sollen neue Prüfgebiete erschlossen werden, um den Mitgliedern neue Arbeitsgebiete anzubieten und darüber hinaus neue Mitglieder zu gewinnen. Die Zusammenarbeit mit gleichgerichteten Organisationen sei zu fördern – sowohl die gemeinsame Arbeit im DPÜ, als auch mit darüber hinausgehenden Gruppen. Für alle Prüfgebiete sei außerdem, so Bitter abschließend, eine umfassende Fort- und Weiterbildung zu betreiben.

Die neu gegründeten TOS-Fachgruppen wurden in Bad Schachen von TOS-Geschäftsführer Dr.-Ing. Hans Jürgen Meyer vorgestellt. Dabei handelt es sich um die Fach-

gruppe 8 (Maschinen), die von Dipl.-Ing. R. Rädlein geleitet wird, und um die Fachgruppe 9 (Energetische Gebäudeoptimierung), die Dipl.-Ing. Peter Schau leitet und die eng verbunden ist mit der DPÜ-Zertifizierstelle zur Zertifizierung von Sachverständigen für energetische Gebäudeoptimierung.

Neue Prüfaufgaben für die Sachverständigen der TOS würden, so Meyer, durch die neue Betriebssicherheitsverordnung entstehen. Hier werde das organisationsbezogene Prüfwesen Anwendung finden. Die TOS habe deswegen Antrag auf Anerkennung als „Zugelassene Überwachungsstelle“ (ZÜS) gestellt. In den Fachgruppen 10, 11 und 12 werden die entsprechenden Anträge und Verfahrensweisungen formuliert: Für Druckgeräte und -behälter ist die Fachgruppe 10 zuständig, die von Dipl.-Ing. R.

Schoon geleitet wird, die Aufzugsanlagen werden in der Fachgruppe 11 unter Leitung von Dipl.-Ing. W. Steiner und die Ex-Anlagen und Anlagen für brennbare Flüssigkeiten von Dipl.-Ing. P. Bornhöft in Fachgruppe 12 behandelt.

Als letzte Fachgruppe ist die Fachgruppe 13 (Automatisierungstechnik) zu nennen, die von Dipl.-Ing. E. Wiesenhütter geleitet wird.

Am Nachmittag hielt der Leiter der Rechtsabteilung und stellvertretende Geschäftsführer der IHK Stuttgart, Prof. Wolfgang Roebner, einen höchst interessanten Vortrag über die Haftung des Sachverständigen. Anschließend stand er den TOS-Mitgliedern auch für Fragen zur Verfügung.

Der zweite Tag stand für Fortbildungsveranstaltungen in den Fachgruppen zur Verfügung.

Insgesamt wurde die gemeinsame Mitgliederversammlung von einem abwechslungsreichen Rahmenprogramm abgerundet, das vom Ehepaar Gutmann vorzüglich vorbereitet und organisiert worden war.

Im nächsten Jahr wird die Tagung in Berlin stattfinden.

Arbeitstagung zur Bemessung von Stahlfaserbetonteilen im November 2004 in Leipzig

Der Deutsche Beton- und Bautechnikverein bietet am 19. November 2004 eine Arbeitstagung in Leipzig an. Die Veranstaltung soll mit dem DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“, das in der Zusammenarbeit mit der TU Braunschweig und der Ruhr-Universität Bochum entstand, und der entsprechenden Beispielsammlung vertraut machen. Auskünfte und Anmeldungen erfolgen über www.betonverein.de

Arbeitskreis „Katastrophenschutz“ soll öffentlichen Dienststellen helfen

DPÜ plant die Gründung einer ständig verfügbaren Soforthilfe

Weil immer mehr öffentliche Dienststellen Wunsch und Bedürfnis zeigen, bei Naturkatastrophen oder schweren Unglücksfällen schnell und gezielt die Unterstützung von Fachleuten anfordern zu können, plant das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) die Gründung eines Arbeitskreises „Katastrophenschutz“, dessen Mitglieder diesem staatlichen Bedürfnis als quasi ständig zur Verfügung stehende Soforthilfe gerecht werden sollen.

Aus der Sicht des DPÜ bieten die Sachverständigen des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) und der Technischen Organisation von Sachverständigen (TOS), die unter seinem Dach organisiert sind, mit ihren umfassenden Kompetenzen in Fragen der Bautechnik, des Brandschutzes, der Anlagen- und Depo-nietechnik und des technischen Umweltschutzes einschließlich der Schadstoffanalytik eine ideale Voraussetzung, um bei Hochwasser,

Sturm oder Erdbeben oder bei Explosions-, Brand-, Bahn- oder Straßenverkehrsunfällen (ggf. auch mit gefährlichen Gütern) schnell und kompetent entsprechende Unterstützung zu bieten.

Der Arbeitskreis „Katastrophenschutz“ soll einen Pool von Sachverständigen rekrutieren, die Richtlinien und Empfehlungen zur Vermeidung (Vorsorge) und zur Abhilfe von Schäden (Nachsorge)

erstellen können. Diese Sachverständigen sollten im akuten Bedarfsfall im Namen des DPÜ überall in Deutschland abrufbereit zur Verfügung stehen und im Auftrag öffentlicher Dienststellen tätig werden.

Alle Mitglieder des BÜV und der TOS, die Interesse an einer Mitarbeit in diesem neuen Arbeitskreis haben, werden gebeten, sich unter Angaben ihrer einschlägigen Qualifikationen in der Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) zu melden.

BVPI, Ferdinandstr. 47,
20095 Hamburg,
Tel.: 040/30379500,
Fax: 040/353565,
info@bvpi.de, www.bvpi.de.

BÜV bildet „Sachkundiger Planer“ für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen aus

Ziel ist ein eigenständiges Qualitätssicherungssystem

Der Bau-Überwachungsverein (BÜV) hat sich entschlossen, demnächst eine zertifizierte Qualifizierung für den „Sachkundigen Planer für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“ einzuführen und dafür Ende dieses Jahres eine entsprechende Ausbildung mit anschließender Prüfung anzubieten.

Dieses neue Zertifizierungssystem soll als eigenständiges Qualitätssicherungssystem unter der Regie des BÜV geführt werden, und zwar in gleicher Weise, wie bei den Sachverständigen, die durch die Zertifizierungs-Gesellschaft des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ-Zert. GmbH) zertifiziert werden.

Hintergrund dieser Maßnahme ist die bereits bauaufsichtlich eingeführte Richtlinie des Deut-

schen Ausschusses für Stahlbetonbau (DafStB-Richtlinie) „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“ (10/2001). Sie enthält zwar eindeutige Regeln für diesen bautechnischen Aufgabenbereich, führt aber in ihrem Teil 1 einen „Sachkundigen Planer“ auf, ohne seine Anforderungen hinsichtlich seiner Qualifikation in technischer und personeller Hinsicht zu definieren.

Das habe, wie der BÜV festgestellt hat, dazu geführt, dass

sich in diesem immer bedeutsameren Segment des Bauwesens „eine Vielzahl von Personen unterschiedlichster beruflicher Vorbildung und Interessenslagen bewegt“, die sich ihrer planerischen Verantwortung und Haftung – zum Schaden des Bauherren – nicht bewusst seien.

Weitere Informationen können über die Geschäftsstelle des BÜV angefordert werden.

Bau-Überwachungsverein,
Ferdinandstr. 47, 20095 Hamburg,
Tel. 040/30379500,
Fax: 040/353565,
info@buev-ev.de,
www.buev-ev.de.

Dipl. Chem. P. Holdt

BVPI organisiert in den nächsten zwei Jahren mehrere Vortragsveranstaltungen

Im Rahmen der BMVBW-Initiative für kostengünstiges qualitätsbewusstes Bauen

Als Kooperationspartner der Initiative „Kostengünstig qualitätsbewusst Bauen“, mit der die Bundesregierung bis 2006 neue Akzente für den Wohnungsbau setzen will, hat die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) die Finanzierung von mehreren fachlichen Vortragsveranstaltungen in den beiden kommenden Jahren beantragt.

Für die Durchführung solcher und ähnlicher Veranstaltungen, die Verbesserungen für das „Bauen im Bestand“ (2004), für das „Bauen in Kooperation oder Netzwerken“ (2005) und für das „Bauen im Lebenszyklus“ (2006) zum Ziel haben sollen, stellt das federführende Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW) insgesamt 700.000 Euro als Fördermittel zur Verfügung. Mit diesem Geld sollen Vortragsveranstaltungen, Messen, Veröffentlichungen etc. unter-

stützt und von den Kooperationspartnern organisiert werden.

In diesem Zusammenhang macht die BVPI auf die „Informationen über die Initiative kostengünstig qualitätsbewusst Bauen“, aufmerksam, die das BMVBW mit einer Auflage von rund 2.500 Exemplaren zweimal im Jahr herausgibt. Diese „Informationen“ - eigentlich vielseitige Fachbrochüren - seien für die BVPI und deren Mitglieder ein gutes Medium, um Berichte und Fachaufsätze

zu veröffentlichen, mit denen einer breiten Fachöffentlichkeit das Grundanliegen der Prüfengeure hinsichtlich Qualität und Sicherheit näher gebracht werden kann. Grundsätzlich stelle die Mitarbeit der BVPI in dieser Initiative eine gute Kommunikationsplattform sowohl hinsichtlich der Kontakte zum Ministerium als auch zu anderen Berufsverbänden dar.

Seitens der BVPI wird deren gewählter neuer Präsident, Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, im Rahmen der Internationalen Messe für Baustoffe, Bausysteme und Bauerneuerung „Bau 2005“, die vom 17. bis 22. Januar in München stattfinden wird, übrigens einen Vortrag über „Kostensparnis durch Qualität“ halten.

Schleswig-Holstein legt die 2. Ausgabe vor

Neue Fehlersammlung soll die Verantwortlichen wachrütteln

Die Vereinigung der Prüfengeure für Baustatik in Schleswig-Holstein hat die „Fehler des Jahres 2002/2003“ vorgelegt, die an ihre Fehlersammlung 2001 anknüpft. Sie soll Bauherren und politische Entscheidungsträger auf strukturelle Mängel im Bauwesen aufmerksam machen, weil, wie die Landesvereinigung betont, „anscheinend nur die Prüfengeure sehen, wie der Sicherheitsstandard bei Bauwerken weiter dramatisch absinkt“.

Anders als mit vorangegangenen Fehlersammlungen wollten die Prüfengeure Schleswig-Holsteins mit ihrer neuen Sammlung einen knappen Querschnitt der „Erlebnisse eines jeden Prüfengeurs im Lande“ darstellen. Deswegen haben alle Prüfengeure und alle Prüferämter des Landes jeweils ein prägnantes Beispiel eines

aufgedeckten Fehlers beigesteuert; die textliche Darstellung wurde auf das Notwendigste reduziert, aber um geeignete Illustrationen ergänzt, damit jeder Interessierte ohne große Mühe die beschriebene Problematik nachvollziehen kann.

Mit dieser Zusammenstellung von Berechnungsfehlern und

Ausführungsmängeln, die im Rahmen der Prüfung aufgedeckt wurden, wird deutlich gemacht, dass durch eine unabhängige Prüfung der Planungsunterlagen vor Baubeginn und durch eine qualifizierte Bauüberwachung nicht nur Sach- und Vermögensschäden, sondern auch Personenschäden vermieden werden konnten.

Ein weiterer Abbau des Vier-Augen-Prinzips, zum Beispiel durch Erweiterung des Freistellungsverfahrens, hätte, so meint der Landesverband, zwangsläufig eine Zunahme solcher Bauschäden zur Folge.

Bauordnung des Saarlandes wurde novelliert**Ein Beitrag zur Vereinheitlichung des deutschen Bauordnungsrechts****Auswirkungen auf die Tragwerksplaner und auf die Behandlung der Bautechnischen Nachweise**

Im Saarland ist mit der Inkraftsetzung der neuen Landesbauordnung am 1. Juni erstmals in Deutschland faktisch ein Berufsausübungsrecht eingeführt worden, und zwar für alle Ingenieure, die als Pflichtmitglieder in einer der Listen der Ingenieurkammer des Saarlandes geführt werden. Die übrigen Neuregelungen entsprechen in weiten Bereichen der Musterbauordnung der Länder (MBO), und sie leisten damit einen wertvollen Beitrag zur Vereinheitlichung des Bauordnungsrechts in Deutschland.

Der Vergleich der Neufassung mit der Vorgängerregelung zeigt, dass einige bedeutsame Änderungen auch im Hinblick auf die Anforderungen an die Tragwerksplaner/planerinnen und auf die Behandlung der Bautechnischen Nachweise im Zuge des Baugenehmigungsverfahrens vorgenommen wurden. Erstmals in Deutschland wird von den Tragwerksplanern/planerinnen die Kammermitgliedschaft verbindlich gefordert. Dies bedeutet letztlich die Einführung des Berufsausübungsrechts auf den dort erfassten Personenkreis.

Entgegen der alten Landesbauordnung, die eine Prüfung der Standsicherheitsnachweise in Abhängigkeit von Gebäudeklassen und damit auch von den Genehmigungsverfahren – ohne eigentliche Berücksichtigung der statischen Schwierigkeitsgrade – vorsah, führt die Neuregelung als einziges Kriterium für die Prüfung der Tragwerksplanung den statischen Schwierigkeitsgrad ein. Lediglich in der Behandlung von Wohngebäuden der Gebäudeklasse 1 und 2 wird dieses logische Prinzip durchbrochen – und zwar unter Hinweis auf die Notwendigkeit der Fortführung der bisherigen Befreiung von der Prüfung des Standsicherheitsnachweises im

Sinne eines Bestandschutzes. Wohngebäude der Gebäudeklasse 1 und 2 sind grundsätzlich von der Prüfung der Tragwerksplanung befreit.

Auch die Verpflichtung zur Prüfung der Tragwerksplanung von Brücken, Tribünen, Behältern und Stützmauern liegt in der Abhängigkeit von den in einem Katalog festgelegten Kriterien. Die Tragwerksplanung und der Brandschutznachweis sind bei den Gebäudeklassen 4 und 5 immer der Prüfung zu unterziehen. Die Durchführung der Prüfung der Tragwerksplanung und der Feuerwiderstandsdauer tragender Bauteile obliegt dabei künftig den Prüfingenieuren bzw. den privat beauftragten Prüfsachverständigen.

Die als Entscheidungsmerkmale dienenden statischen Schwierigkeiten sind in einem Kriterienkatalog, der Bestandteil der Bauvorlageverordnung ist, festgeschrieben. Ins Detail gehen die Erläuterungen zum Kriterienkatalog wurden der Ingenieurkammer des Saarlandes von der Obersten Bauaufsicht des Saarlandes per Schreiben vom 5. Juli 2004 zur Weitergabe an den betroffenen Personenkreis mitgeteilt.

Neu ist der gänzliche Verzicht auf eine bauaufsichtliche Prüfung von Wärme- und Schallschutzmaßnahmen. Die Verantwortlichkeit für die Einhaltung der Energieeinsparverordnung und für die Anforderungen an den Schallschutz sind vollständig in den Privatbereich, d. h. zum Bauherrn und dessen beauftragten Planern, hin verlagert.

Die Erfahrung aus den zurückliegenden Jahren und auch die allgemeine Lebenserfahrung lassen vermuten, dass die Einhaltung dieser Vorschriften wegen der nunmehr entfallenen Prüfung nur noch mit erheblichen Abstrichen erfolgen wird. Der Prüfverzicht stellt hier die konsequente Folge der Absicht des Staates dar, nur noch dann zu kontrollieren, wenn die Belange der Sicherheit betroffen sind (Stichwort: schlanker Staat). Dennoch wirkt diese Verfahrensweise dem erstrebenswerten Ziel der Energieeinsparverordnung, für die erst kürzlich (12. März 2003) auch noch ein Zuständigkeitsgesetz durch das Parlament verabschiedet wurde, entgegen, da sie durch die Nichtprüfung quasi außer Vollzug gestellt wurde.

Völlig unabhängig von der Verpflichtung zur Prüfung oder der Freistellung sind alle Bautechnischen Nachweise bei allen Baugenehmigungsverfahren nach wie vor als Bestandteile der Bauvorlage mit einzureichen, um eine ordnungsgemäße Planung zu dokumentieren.

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller

Referate des DPÜ-Sachverständigentages sind jetzt im Internet vollständig abrufbar

Das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) hat alle Referate, die auf dem DPÜ-Sachverständigentag Ende April 2004 in Hamburg über die „Ganzheitliche Prüfung und Überwachung“ gehalten worden sind, der interessierten Fachöffentlichkeit auf seiner Website im Internet abrufbar zur Verfügung gestellt.

Die Fachvorträge beleuchten, ganz im Sinne der interdisziplinären und ganzheitlichen Sichtweise des DPÜ, aktuelle Schwerpunkte der praktischen Arbeit des ganzheitlichen Sachverständigen, und zwar:

- die neue Betriebssicherheitsverordnung (BetrSichVO)

- Kriterien für die geplante Zertifizierung eines „Sachkundigen Planers für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“,

- Schallimmissionsschutz im Genehmigungsverfahren,

- Schallschutz im Wohnungsbau (mit Praxisbeispielen),

- unbewehrte Bodenplatten nach der Verordnung über Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen und über Fachbetriebe (VAwS),

- Besonderheiten bei 2-schichtigen mediendichten Platten.

Außerdem enthält die Website einen Überblick über die Rahmenbedingungen der Zertifizierung der Sachverständigen im Bereich der Ganzheitlichen Prüfung und Überwachung.

www.dpue.de ► *News und Downloads*

TOS bereitet ihre Akkreditierung als „Zugelassene Überwachungsstelle“ vor

Ab dem 1. Januar 2006 soll sie arbeitsfähig sein

Die Technische Organisation von Sachverständigen (TOS) will ab dem 1. Januar 2006 von der Zentralstelle der Länder für Sicherheitstechnik (ZLS) als „Zugelassene Überwachungsstelle“ für Aufzugsanlagen, Druckgeräte und -behälter, für Ex-Anlagen und für Anlagen für brennbare Flüssigkeiten akkreditiert werden und arbeitsfähig sein.

Dieses Datum ergibt sich aus der „Richtlinie über Anforderungen bei der Akkreditierung Zugelassener Überwachungsstellen“, die die ZLS am 23. Juli dieses Jahres verabschiedet hatte, nachdem sie ihre Arbeiten in den Sektorkomitees Aufzugsanlagen, Druckgeräte und -behälter sowie Ex-Anlagen und Anlagen für brennbare Flüssigkeiten abgeschlossen hatte.

Ein wichtiger Aspekt dieser Richtlinie ist die Forderung, beim Übergang vom personen- zum organisationsbezogenen Prüfwesen die Wahrung des hohen Qualitätsniveaus der technischen Überwachung sicherzustellen. Diesem Ziel dienen die in den Akkreditie-

rungsrichtlinien der ZLS festgelegten Anforderungen an die zukünftigen Prüforganisationen. Die Forderung selbst hatte bekanntlich die Bundesregierung im Jahre 2000 in ihrer Begründung zur Novellierung des Gerätesicherheitsgesetzes erhoben, mit der die Ablösung des personenbezogenen Prüf- und Sachverständigenwesens durch ein organisationsbezogenes Prüfwesen als Ziel genannt und dessen Realisierung eingeleitet worden war. Durch die Akkreditierung von „Zugelassenen Überwachungsstellen“ wird diesen Organisationen – also auch der TOS – der Zugang zum Prüfwesen ermöglicht, nicht aber einzelnen Sachverständigen. Diese können

sich als Prüfer einer „Zugelassenen Überwachungsstelle“ am Prüfwesen beteiligen.

Die TOS hat in mehreren Arbeitstagen mit den Interessenten die hohen organisatorischen und fachlichen Anforderungen sowie die bestehenden Voraussetzungen diskutiert. In mehreren Arbeitsgruppen wurden die Dokumente für die Antragstellung erarbeitet und termingerecht zum 1. Oktober 2004 eingereicht.

Die Akkreditierungen durch die ZLS müssen im 3. Quartal 2005 abgeschlossen sein, und anschließend muss die Benennung der ZÜS durch die Länder erfolgen. Ab 1. Januar 2006 müssen die „Zugelassenen Überwachungsstellen“ arbeitsfähig sein.

Die Verantwortlichen in der TOS sind guter Hoffnung, dass die gesetzten Ziele erreicht werden.

Dipl.-Ing. R. Schoon

Japanische Bauingenieure interessieren sich für das Prüfwesen in Deutschland

Unser Prüfsystem genießt in Japan eine hohe Wertschätzung

Im August und September 2004 haben – auf Vermittlung der Bundesingenieurkammer und des Deutschen Instituts für Normung (DIN) – zwei japanische Delegationen die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (BVPI) besucht. Sie wollten sich über das bautechnische Prüfwesen in Deutschland informieren, das es in Japan nicht gibt.

Die vom gewählten Präsidenten der BVPI, Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, und von BVPI-Geschäftsführer Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann in Berlin empfangenen Delegationen interessierten sich insbesondere für die Qualifikation des hoheitlich tätigen Prüfm Ingenieurs und für den Umfang seiner Aufgaben bei der Prüfung und Überwachung, aber auch für die

Verantwortlichkeit und die Haftung des Prüfm Ingenieurs sowie für die Honorarermittlung.

In der sehr offenen und kollegialen Diskussion sprachen die japanischen Gäste ihren deutschen Kollegen ihre hohe Wertschätzung für die lange Tradition des bewährten Prüfwesens und für die Effektivität im Hinblick auf die

unabhängige Sicherung der Qualität und Standsicherheit der Bauwerke aus.

Im weiteren Verlauf des Gesprächs wurde deutlich, dass in Japan bislang kein vergleichbares Prüfwesen installiert ist.

Es bleibt abzuwarten, in wie weit Kontakte dieser Art zu einem Meinungs- und Erfahrungsaustausch auf höherer Ebene führen werden und ob solche Kontakte eine Übertragung der Verhältnisse in Deutschland auf internationaler Ebene fördern könnten.

BVPI bietet ein weiteres Seminar zur Einführung der DIN-Fachberichte 103/104 an

Am 3. November in Fulda

In Anknüpfung an ihr Praxisseminar zur Einführung der DIN-Fachberichte 103/104, das die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (BVPI) und das Eisenbahn-Bundesamt (EBA) im Juni vergangenen Jahres an der Technischen Universität Hamburg-Harburg durchgeführt hatten, bieten beide Organisationen am 3. November 2004 in Fulda, und zwar am dortigen Informations-technologie-, Gründer- und Multimediazentrum (ITZ), ein weiteres Seminar zu diesem Thema an.

Das Seminar bietet ein umfangreiches Vortragsprogramm an:

- Einführung in die DIN-Fachberichte,
- Einwirkungen auf Brücken,
- Eisenbahnbrücken (Entwurfsgrundlagen, Einwirkungen, Nachweise),
- Vorstellung und Prüfung des Pilotprojektes zum DIN-Fachbericht 103 (Stabbogenbrücken),

- Bemessung von Verbundbrücken,

- Vorstellung und Prüfung des Pilotprojektes zum DIN-Fachbericht 104 (Walzträger in Beton).

Als Referenten für dieses Seminar sind vorgesehen:

- Dipl.-Ing. Hartmut Freystein (Leiter des EBC-Eisenbahn-Cert, Benannte Stelle Interoperabilität),
- Dr.-Ing. Eckart Koch (DB AG),

- Dipl.-Ing. Eberhart Gentz (ehem. DB System Technik),

- Prof. Dr.-Ing. habil. Frank Werner (Bauhaus-Universität Weimar),

- Dr.-Ing. Rainer Wegner (Vorsitzender der Prüfm Ingenieure in Bremen),

- Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille (Bergische Universität Wuppertal),

- Prof. Dr.-Ing. Roland Gocht (TU Dresden),

- Dr.-Ing. habil. Klaus Mildner (Prüfm Ingenieur).

Interessenten wenden sich bitte an die Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (Fax: 040/353565, info@bvpi.de, www.bvpi.de).

13. Bautechnisches in NRW dieses Jahr am 3. November

Im Mittelpunkt stehen die neuen Betonbaunormen

Die Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure in Nordrhein-Westfalen veranstaltet am 3. November in der Stadthalle von Ratingen ihr 13. Bautechnisches Seminar NRW, das schwerpunktmäßig den neuen Betonbaunormen gewidmet ist.

Wie jedes Jahr, so wird das Bautechnische Seminar auch dieses Jahr vom Ministerium für Städtebau und Wohnen des Landes NRW und vom Landesverband NRW des Verbandes Beratender Ingenieure VBI mitveranstaltet. Und auch dieses Jahr werden mehrere hundert Ingenieure zugegen sein, um zu hören, was es fachlich Neues gibt. Denn das Ziel dieses Seminars ist die aktuelle Information über die neuesten bautechnischen Entwicklungen und Vorschriften. Es wendet sich daher an die mit der bautechnischen Prüfung befassten Mitarbeiter und Mitarbeiterinnen der unteren Bauaufsichtsbehörden, die Prüfm Ingenieure für Baustatik, die staatlich anerkannten Sachverständigen für

Standicherheit, die Beratenden Ingenieure in den Planungsbüros und deren aller Mitarbeiter und Mitarbeiterinnen.

Neues wird viel geboten. Im Mittelpunkt des 13. Bautechnischen Seminars steht nämlich die neue DIN 1045, deren bauaufsichtliche Bedeutung vom zuständigen Referatsleiter beim Deutschen Institut für Bautechnik, Dr.-Ing. Uwe Hartz, erläutert wird. Die Tragwerksplanung, die Nachweisführung nach neuer Norm und deren baurechtliche Bewertung erklären Prof. Dr.-Ing. Markus Held und Prof. Dr.-jur. Horst Franke von der Universität Wuppertal. Auch die Betonbereitstellung (Eigenschaften, Herstellung, Lief-

erung und Konformität) nach neuer Norm werden erläutert, und zwar von Dr.-Ing. Mathias Middel, dem Geschäftsführer der BetonMarketing West GmbH, und von Dr.-Ing. Olaf Aßbrock, dem Geschäftsführer der Deutschen Transportbetonindustrie.

Fachlich besonders spannend wird es, wenn die Diplom-Ingenieure Herbert Hegmann und Norbert Buchert von der Walter Bau AG über die Ausführung der Düsseldorfer Multifunktionsarena nach den neuen Betonbaunormen berichten werden.

Abgeschlossen wird das Programm vom Leiter des Referats Bautechnik im nordrhein-westfälischen Städte- und Wohnungsbauministerium, Ministerialrat Dipl.-Ing. Ernst Schmieskors, der „Informationen und Hinweise aus der Obersten Bauaufsichtsbehörde“ überbringen wird.

Stellungnahmen zu Schriften ATV-DVWK und des DAfStb

Aus den Reihen der Sachverständigen des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ), die im Bereich der Verordnung über Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (VAwS) tätig sind, wurden kürzlich Stellungnahmen zu zwei Richtlinien erarbeitet, die diesen Arbeitsbereich betreffen.

Im April hat eine Arbeitsgruppe eine Stellungnahme zur DAfStb-Richtlinie „Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“ erarbeitet. Hauptpunkte waren die Reduzierung der Sicherheitsbeiwerte, die Schwingbeiwerte und die Randbedingungen für die Verwendung des vereinfachten Nachweises.

Die Richtlinie befindet sich derzeit in der Schlussbearbeitung und wird voraussichtlich ab Oktober/November 2004 verfügbar sein. Außerdem wird sie in die neue ATV-DVWK-A 781 aufgenommen, die im Oktober erscheinen soll.

Eine weitere Stellungnahme wurde zum Arbeitsblatt ATV-

DVWK-A 786 der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall mit dem Titel „Technische Regel wassergefährdender Stoffe (TRwS) – Ausführung von Dichtflächen“ abgegeben.

Die Stellungnahmen werden nunmehr im Hauptausschuss und im Vorstand der ATV-DVWK abschließend beraten und verabschiedet.

Mit dem Erscheinen des Arbeitsblattes wird im ersten Quartal 2005 gerechnet.

BVPI stellt Datenbank mit Planungsfehlern und Bauschäden zusammen

Sie soll der Prävention und der politischen Argumentation dienen

Die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) bereitet zurzeit eine Datenbank vor, die möglichst viele solcher Planungsfehler und Bauschäden aufnehmen soll, die bei der täglichen Arbeit der Prüfengeure festgestellt werden. Die Fehler-sammlung soll den Prüfengeuren jene praktischen Beispiele liefern, mit denen sie in Bund und Ländern für die Aufrechterhaltung der bautechnischen Prüfung argumentieren können.

Die Datenbank geht auf eine Initiative der BVPI-Arbeitsgruppe „Fehlersammlung“ zurück, die derzeit mit Unterstützung des Arbeitskreises „Windenergieanlagen“ des Bauüberwachungs-Vereins (BÜV) ein Formblatt konzipiert und EDV-technisch aufbereitet, das demnächst allen Mitgliedern der BVPI online zur Anwendung bereitgestellt werden wird.

Anhand dieses Meldebogens soll allen interessierten Kollegen die Möglichkeit geboten

werden, solche Fehler und Defizite, die bei der täglichen Arbeit festgestellt wurden, in kurzer, verständlicher und plakativer Art der Datenbank zuzuführen und damit öffentlich zu dokumentieren. Dabei sollen nicht nur Fragen der Sicherheit für Leib und Leben, sondern auch des sorgsamem Umgangs mit Wirtschaftsgütern ihren Niederschlag finden. Seitens der BVPI besteht der Wunsch, in die Sammlung von Fehlern und Mängeln möglichst viele Kollegen der BVPI und des DPÜ einzubezie-

hen. Dokumentierte Schäden an nicht oder nicht rechtzeitig geprüften Bauvorhaben seien, begründet die BVPI ihre Aktion, „gegenüber der Politik wesentliche und wirksame Argumente für die Aufrechterhaltung der bautechnischen Prüfung“. Ebenso wichtig sei es, dass die Wirksamkeit der bautechnischen Prüfung auch an Beispielen von verhinderten Schäden dokumentiert werde.

Die Dokumentation diene also nicht nur der Demonstration der Kompetenz und der Erfahrung der Prüfengeure und der Sachverständigen den ausführenden Firmen und den Bauherren sowie den politischen Vertretern gegenüber, sondern auch der Prävention aufseiten der Planer, darüber hinaus letztendlich aber auch dem Lerneffekt bei allen am Bau Beteiligten.

Das CEBC will einen stärkeren Einfluss auf das europäische Regelwerk nehmen

Das Consortium of European Building Control (CEBC), einer der berufspolitischen Dachverbände, mit denen die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI) auf europäischem Parkett und mit internationaler Wirkung zusammenarbeitet, will künftig wesentlich mehr Einfluss auf die Europäischen Regelwerke nehmen als bisher. Damit sollen, wie CEBC auf einer Arbeitstagung in Bergen (Norwegen) beschlossen hat, die Belange der in Europa unabhängig am Bau prüfenden und kontrollierenden Instanzen besser zur Geltung gebracht werden.

Diesem Beschluss entsprechend wurde in Bergen die Aufgabenpalette des CEBC neu definiert und strukturiert. Außerdem wurde eine rege Diskussion über das „Barrierefreie Bauen“ geführt, weil es in einigen europäischen Ländern bereits gerichtliche Klagen von Behinderten gegeben hat, denen

der Zugang zu öffentlichen Gebäuden verwehrt blieb. Aus der Innenstadt von Bergen wurden dem CEBC-Plenum deshalb einschlägig passende Konzepte für Blinde und Sehbehinderte vorgestellt.

Aus Norwegen wurde das „Bauprojekt des Jahres“ vorge-

stellt, ein Programm, das die Beseitigung der Verschmutzung des Meeresbodens im Bereich einer Marinebasis („Haakonsværn Naval Base“) vorsieht.

Über ein weiteres norwegisches Projekt, das „Städtische Service Center“ in Molde, wurde berichtet, weil die Bürger dort die Möglichkeit haben, sich über Themen wie Stadtplanung, Baugenehmigungsablauf, gesetzliche Regelungen, Beratung zur Antragstellung etc. informieren und beraten zu lassen.

Das nächste Treffen des Consortium of European Building Control wird im Oktober 2004 in Polen stattfinden.

DPÜ-Seminar über die rechtssichere Umsetzung der EnEV in der Baupraxis

Ganztägige Fortbildung am 12. November in Fulda

Um den Ingenieuren und Architekten, die an der Planung, Bauüberwachung und Bauabnahme beteiligt sind, aktuelle Informationen über eine rechtssichere und bautechnisch vernünftige Umsetzung der Energieeinsparverordnung (EnEV) zu vermitteln, führt das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) am 12. November im Informationstechnologie-, Gründer- und Multimediazentrum (ITZ) in Fulda eine ganztägige Fortbildung über die Umsetzung der EnEV in der Baupraxis durch.

Obwohl die EnEV bereits seit dem 1. Februar 2002 in Kraft ist, erfolgt deren praktische Umsetzung nach Ansicht vieler Experten und auch nach Ansicht des DPÜ noch immer nicht mit der erforderlichen Sorgfalt. Der planerische Ansatz, die Erstellung der Energiebedarfsausweise und die bautechnische Ausführung entsprechen häufig nicht den Anforderungen und Möglichkeiten der EnEV.

Die Ursachen seien vielfältig und teilweise in ungenügender Kenntnis der EnEV selbst, der länderspezifischen Durchführungsbe-

stimmungen und der korrespondierenden Normen begründet. Ein wichtiges Erfordernis der fachgerechten Umsetzung sei vor allem die Einbeziehung von Fachplanern für Wärmeschutz, Schallschutz und Versorgungstechnik bereits in einer sehr frühen Planungsphase. Die Aktualisierung zwingend anzuwendender bzw. zu beachtender Normen schaffe in vielen Fällen zusätzliche Rechtsunsicherheit.

Die DPÜ-Fortbildungsveranstaltung widmet sich deshalb folgenden inhaltlichen Schwerpunkten:

- Normenaktualisierung und EnEV-Novellierung,
- EU-Richtlinie „Gesamtenergiebilanz von Gebäuden“,
- Energieausweise im Gebäudebestand (aktuelle Entwicklungstendenzen),
- Prüfung von EnEV-Nachweisen (Länderrecht und eigene Erfahrungen),
- Probleme der Zusammenarbeit zwischen Entwurfsverfasser und Fachplaner,
- EnEV-Nachweis für ein Beispielgebäude.

Die Kosten betragen für TOS- oder BÜV-Mitglieder 50, für Nichtmitglieder 150 Euro. Anmeldungen sind beim DPÜ möglich (Fax 040/353565, www.dpue.de).

EBA-Merkblatt für die Zustimmung im Einzelfall

Das Eisenbahn-Bundesamt hat mit Datum August 2004 ein „Merkblatt zur Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall“ zusammengestellt, das auf der Website des Eisenbahn-Bundesamtes (www.eisenbahn-bundesamt.de/Service/ref21/s_21.htm) heruntergeladen werden kann. Es informiert über die baurechtlichen „Grundlagen“ der Zustimmung im Einzelfall (Z. i. E.), über Form und Inhalt des formlosen Antrages, mit dem man die Z. i. E. beantragen kann, und es listet alle Angaben auf, die als „Erläuterung und Begründung“ des Antrages für die Beurteilung der Zustimmung benötigt werden.

Mitte Februar: 49. Ulmer Beton- und Fertigteiltage

Vom 15. bis 17. Februar 2005 finden in Neu-Ulm die 49. Ulmer Beton- und Fertigteiltage statt, die, wie der Veranstalter, die FBF Betondienst GmbH, mitteilt, eine gute Gelegenheit seien, um die fachliche Kommunikation zwischen Architekten, Tragwerksplanern und Herstellern zu verbessern, die notwendig sei, um die wirtschaftlichen Vorteile der Fertigteiltbauweise voll auszuschöpfen. Der nach Angaben der Veran-

stalter „größte Fachkongress der Branche“ spiegele mit Beiträgen kompetenter Referenten aus Industrie und Wissenschaft das facettenreiche Bild des Betonfertigteiltbaus wider und informiere in Vorträgen sowie produktspezifischen Podien und Dialogforen über aktuelle Forschungsergebnisse und innovative Entwicklungen und deren praktische Umsetzung.

www.betontage.de

■ Merkblatt Sichtbeton in neuer Fassung

Der Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein (DBV) und der Bundesverband der Deutschen Zementindustrie (BDZ) haben eine aktualisierte Neufassung ihres 1997 erstmals herausgegebenen „Merkblattes Sichtbeton“ erarbeitet. Es berücksichtigt die Änderungen der DIN 1045 und der DIN EN 206-1 ebenso wie Aspekte der Schuldrechtsreform und der VOB/B von 2002. Völlig neu sind diejenigen Abschnitte für die Klassifizierung von Sichtbetonbauteilen

Fax: 030/236096-46
info@betonverein.de
BDZ@BDZement.de

■ Neue Fassung des HVA F-StB

Die Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) hat die 2. Fortschreibung des „Handbuchs für die Vergabe und Ausführung von freiberuflichen Leistungen der Ingenieure und Landschaftsarchitekten im Straßen- und Brückenbau“ (HVA F-StB) (Stand 2/2004) veröffentlicht, das vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen herausgegeben wird. Wesentliche Änderungen gegenüber der Ausgabe 2001 betreffen Teil 1 (Richtlinien für die Vertragsaufstellung und das Durchführen der Vergabeverfahren), Teil 3 (Richtlinien für das Abwickeln der Verträge) und Teil 5 (Allgemeine und Technische Vertragsbedingungen). In Teil 4 (Vordrucke) sind 15 neue Vordrucke aufgenommen worden, fast alle bisherigen sind überarbeitet worden. Zum Lieferumfang der 2. Fortschreibung gehört eine CD mit dem Text des Handbuchs und allen Vordrucken inklusive Berechnungsfunktionen (36 Euro, FGSV-Mitglieder: 24 Euro).

Fax: 02236/384640
info@fgsv-verlag.de
www.fgsv-verlag.de

■ Gerhard Sedlacek mit der „Auszeichnung des Deutschen Stahlbaues 2004“ geehrt

Der Deutsche Stahlbau-Verband DSTV hat Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr. h. c. Gerhard Sedlacek (RWTH Aachen) als einen „herausragenden und international anerkannten Wissenschaftler, der seit mehr als 25 Jahren maßgebend die europäischen Regelwerke des Stahlbaus prägt“ mit der „Auszeichnung des Deutschen Stahlbaus 2004“ geehrt, die dieser Verband alle zwei Jahre an solche Personen vergibt, die sich um das industrielle Bauen mit Stahl besonders verdient gemacht haben.

Sedlaceks Forschungs- und Entwicklungsarbeiten im Stahlbau „überzeugen“, so schrieb die Jury in ihre Begründung, „in ihrer Breite und Vielfalt“. In „unermüdlicher und kraftvoller Art“ habe er „zukunftsweisende innovative Ideen für den Stahlbau entwickelt, wissenschaftlich aufbereitet und konsequent in die Baupraxis umgesetzt“.

Gerhard Sedlacek hat das Bauingenieurwesen an der Universität Karlsruhe studiert und bei Prof. Roik am Institut für Stahlbau der TU Berlin promoviert. Nach verschiedenen Tätigkeiten in der Industrie wurde Sedlacek 1976 ordentlicher Professor für Stahlbau an der Technischen Universität Aachen. Er ist seither an führender Stelle in mehreren Kommissionen

der Europäischen Konvention für Stahlbau EKS und in nationalen und internationalen Normenausschüssen tätig sowie Mitglied im Deutschen Ausschuss für Stahlbau DASt und in der Akademie der Wissenschaften Nordrhein-Westfalen. Daneben engagiert er sich auch in seinen Ingenieurbüros in Berlin und Aachen.

Parallel zur Weiterentwicklung seines Lehrstuhls für Stahl- und Leichtmetallbau mit großer Versuchshalle hat Sedlacek die Gründung und Finanzierung des „zentrum metallische bauweisen zmb“ in Aachen vorangetrieben, eines Zusammenschlusses international anerkannter Forschungsstellen mit Einrichtungen für Großversuche.

■ Deutscher Bautechnik-Tag 2005 im April in Düsseldorf

Der Deutsche Beton- und Bautechnikverein veranstaltet am 28. und 29. April den Deutschen Bautechnik-Tag 2005, bei dem folgende Themenblöcke im Vordergrund stehen werden:

- Innovation, Forschung und Entwicklung,
- Bauen im Bestand – eine neue Herausforderung,

■ Projekte zur Erhaltung und zum Ausbau der Infrastruktur in Europa.

Darüber hinaus werden Entwicklungstendenzen bei Architektur- und Bautechnik Bestandteil des anspruchsvollen Fachprogramms sein, an dem auch einige Prüflingenieur als Referenten beteiligt sein werden.

www.betonverein.de

Die neue hessische Bauordnung sieht für alle Gebäudeklassen eine Bauüberwachung vor

Sie kann durch das Bauaufsichtsamt, den Prüflingenieur/Sachverständigen oder den Nachweisberechtigten erfolgen

In der alten hessischen Bauordnung war die Bauüberwachung tragender Bauteile durch den Prüflingenieur nur für komplizierte Bauvorhaben vorgesehen, während heute auch Bauwerke geringeren Schwierigkeitsgrades dieser bauseitigen Überprüfung unterliegen. Dass diese Regelung sinnvoll ist, belegen die in dem relativ kurzen Zeitraum seit ihrer Einführung gemachten Erfahrungen mit entsprechenden Schadens- und Mängelbildern an den überwachten Bauwerken. Im folgenden wird über Erfahrungen bei der Durchführung von Bauüberwachungen aus Sicht von Prüflingenieuren berichtet und über mögliche Verbesserungen nachgedacht.

1 Entwicklung der Prüfung und Bauüberwachung nach hessischer Bauordnung (HBO)

1.1 Prüfung der Standsicherheit

Nach der alten hessischen Bauordnung (HBO) mussten die bautechnischen Unterlagen prinzipiell für alle Bauvorhaben der Gebäudeklassen A–G sowie für Hochhäuser durch einen Prüflingenieur für Baustatik geprüft werden. Ausnahmen bildeten lediglich freistehende Kleingaragen und sonstige untergeordnete Bauwerke.

Nach der neuen hessischen Bauordnung (HBO), die am 1. Oktober 2002 eingeführt wurde, haben sich die Kriterien für die Prüfung der Standsicherheit demgegenüber grundlegend geändert. Gemäß § 59 (3) der HBO 2002 muss der Nachweis der Standsicherheit und der Feuerwiderstandsdauer tragender Bauteile bei

- baulichen Anlagen mit Tragwerken von überdurchschnittlichem oder höherem Schwierigkeitsgrad
- sonstigen baulichen Anlagen mit einer Höhe von mehr als 10 m
- besonderen Verhältnissen des Baugrundes, des Grundwassers oder der Belastung sowie bei der Verwendung besonderer Baustoffe

■ Gebäuden der Gebäudeklassen 4 und 5 von sog. „Sachverständigen für Standsicherheit“ geprüft werden. Im Wesentlichen wird die Prüfung somit vom Schwierigkeitsgrad eines Bauwerkes abhängig gemacht.

Die Bezeichnung „Prüflingenieur“ wird in der neuen HBO nur noch in Verbindung mit der hoheitlichen Prüfung verwendet, die lediglich für Sonderbauten gilt. Alle anderen prüfpflichtigen Bauvorhaben werden von den „Sachverständigen für Standsicherheit“ geprüft.

Unter den Sonderbauten werden alle Gebäude zusammengefasst, die nicht in den Gebäudeklassen klassifiziert sind oder einer besonderen Nutzung unterliegen, wie z. B. Krankenhäuser, Versammlungsräume, Schulen oder Großgaragen.

Für Bauvorhaben der Gebäudeklassen 1 bis 3 wird eine private Prüfung nicht durchgeführt, wenn die statische Berechnung durch einen sogenannten „Nachweisberechtigten für Standsicherheit“ aufgestellt wurde und ein Bauwerk geringeren Schwierigkeitsgrades vorliegt. „Nachweisberechtigter für Standsicherheit“ wird man durch einen entsprechenden Antrag bei der Inge-

nieurkammer Hessen, wobei u. a. fachliche Qualifikation und ausreichende Berufserfahrung nachgewiesen werden müssen.

Ein Bauwerk geringeren Schwierigkeitsgrades liegt vor, wenn die diesbezüglichen Anforderungen des sog. „Kriterienkataloges“ ausnahmslos erfüllt sind, was vom „Nachweisberechtigten“ überprüft und bestätigt werden muss. Der „Kriterienkatalog“ ist in der „Nachweisberechtigten-Verordnung“ verankert, die parallel zur HBO 2002 eingeführt wurde.

Bauvorhaben, die in die Gebäudeklassen 4 und 5 eingestuft werden, unterliegen grundsätzlich der Prüfpflicht im Rahmen einer privatrechtlichen Prüfung durch einen „Sachverständigen für Standsicherheit“.

Die Bedingungen für die Prüfung der Standsicherheit nach HBO 2002 sind zusammenfassend in **Abb.1** dargestellt.

1.2 Bauüberwachung

Nach alter HBO musste die Bauüberwachung der tragenden Bauteile für Bauwerke ab einer Größenordnung von Zweifamilienhäusern von einem Prüflingenieur für Baustatik durchgeführt werden. Hierbei waren die Anforderungen an die Standsicherheit und den konstruktiven Brandschutz zu überprüfen. Nach Beendigung der Bauüberwachung wurde vom Prüflingenieur ein Überwachungsbericht ausgestellt und dem Bauherrn sowie dem Bauaufsichtsamt übergeben.

Demgegenüber ist nach neuer HBO die Bauüberwachung

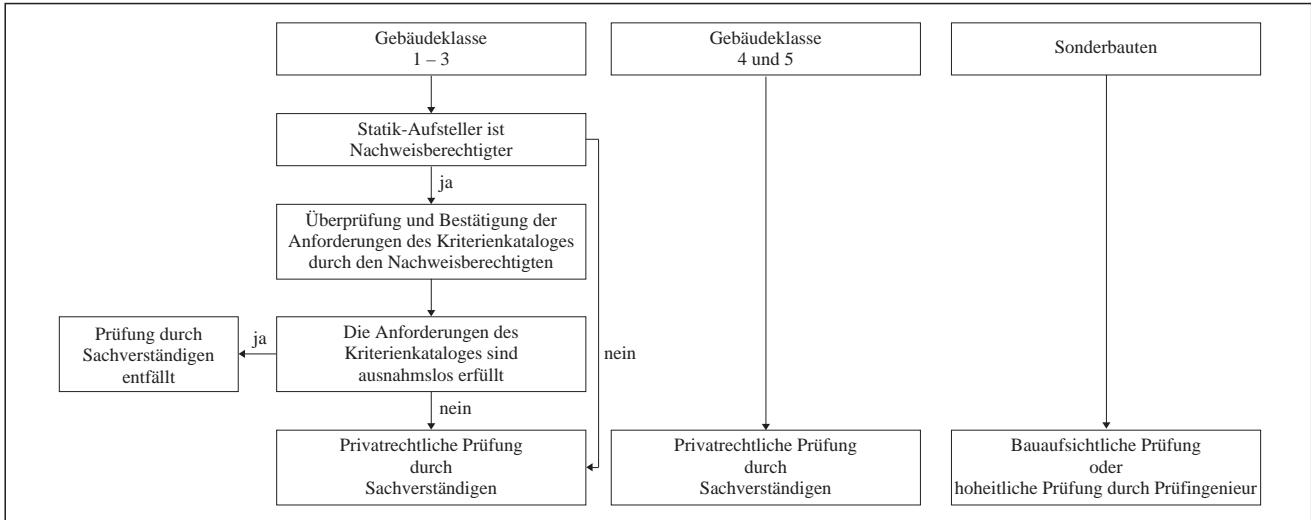


Abb. 1: Prüfung der Standsicherheit nach HBO 2002

der tragenden Bauteile hinsichtlich Standsicherheit und konstruktivem Brandschutz für alle Gebäudeklassen und die Sonderbauten erforderlich. Falls Bauvorhaben der Gebäudeklassen 1 bis 3 einer Prüfung der Standsicherheit unterliegen (siehe **Abb.1**), wird die Bauüberwachung durch den „Sachverständigen für Standsicherheit“ vorgenommen, während andernfalls der „Nachweisberechtigte für Standsicherheit“ zuständig ist.

Für die Gebäudeklassen 4 und 5 erfolgt die Bauüberwachung generell durch den „Sachverständigen für Standsicherheit“. Nur für Sonderbauten wird die Bauüberwachung im Rahmen der bauaufsichtlichen Prüfung durch das

Bauaufsichtsamt oder einen hoheitlich tätigen „Prüfmgenieur“ durchgeführt.

Der wesentliche Unterschied zur alten HBO-Regelung besteht darin, dass nunmehr auch für kleine Bauwerke mit geringem Schwierigkeitsgrad die Verpflichtung zu einer Bauüberwachung besteht.

Die Regelungen für die Bauüberwachung nach HBO 2002 sind zusammenfassend in **Abb. 2** dargestellt.

2 Durchführung der Bauüberwachung nach HBO 2002

2.1 Gesetzliche Regelungen

Die grundsätzliche Vorgehensweise bei der Bauüberwachung tragender Bauteile ist in § 73 der HBO 2002 sowie in einem Erlass (den sog. „Handlungsempfehlungen zur HBO 2002“) geregelt.

Die Bauüberwachung durch „Sachverständige“ und „Nachweisberechtigte“ erfordert keine ständige Anwesenheit auf der Baustelle. Umfang und Häufigkeit der Bauüberwachung ist in das pflichtgemäße Ermessen der „Sachverständigen“ und „Nachweisberechtigten“ unter Berücksichtigung der Art der Baumaßnahme gestellt. Die Bauüberwachung soll sich auf Stichproben der Ausführung der jeweils wesentlichen Bauteile beschränken.

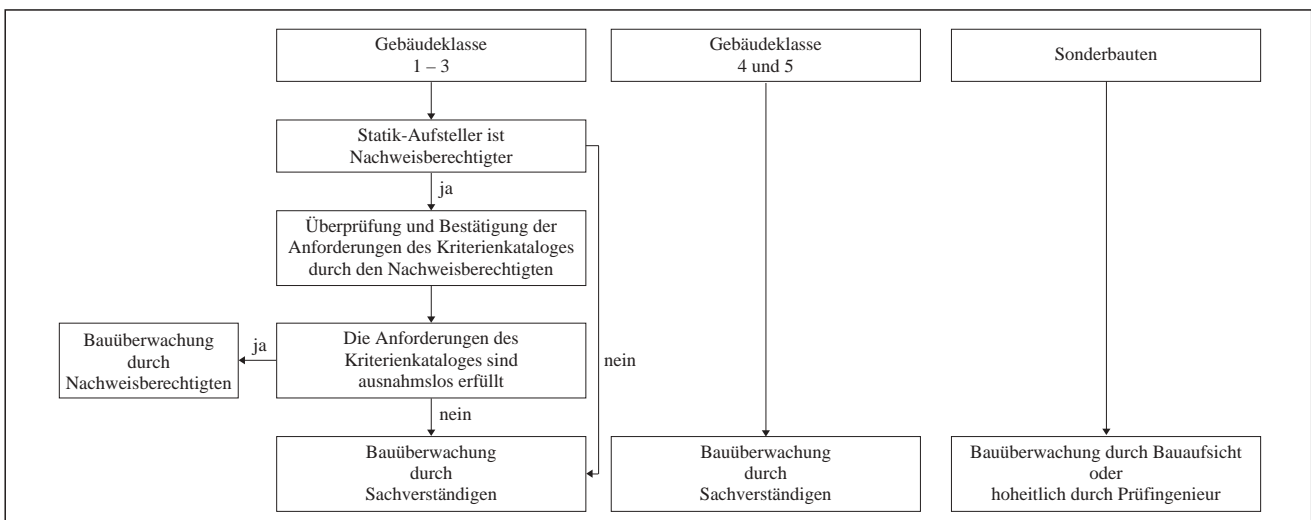


Abb. 2: Bauüberwachung nach HBO 2002

Das zuständige Ministerium empfiehlt, im Vertrag mit dem Bauherrn wegen der unterschiedlichen Haftung auf eine klare Abgrenzung der bauüberwachenden Tätigkeit nach HBO § 73 von der Bauüberwachung nach HOAI § 15 zu achten.

Nach Abschluss der Bauüberwachung ist eine Bescheinigung auszustellen, in der bestätigt wird, dass die Bauausführung gemäß den (geprüften) bautechnischen Unterlagen erfolgt ist.

Diese Bescheinigung muss der Bauherr dem Bauaufsichtsamt vorlegen. Bei Nichtvorlage der Bescheinigung begeht der Bauherr nach HBO 2002 § 76 eine Ordnungswidrigkeit, die mit einem Bußgeld geahndet werden kann.

Mit den Regelungen der neuen HBO wird dem Bauherrn eine wesentlich größere Verantwortung auferlegt als nach der alten HBO, denn nunmehr ist er auch verantwortlich für die geregelte Durchführung der Bauüberwachung.

Nach HBO 2002 § 48 (1) ist der Bauherr u. a. verantwortlich

- für die Einhaltung des Bebauungsplanes
- dafür, dass die bautechnischen Unterlagen von einem „Nachweisberechtigten“ aufgestellt werden oder ein „Sachverständiger“ mit der Prüfung der Standsicherheit beauftragt wird
- für die Ermöglichung einer ordnungsgemäßen Bauüberwachung durch den „Sachverständigen / Nachweisberechtigten“, so dass die nach HBO § 73 erforderliche Bescheinigung ausgestellt werden kann
- für die Vorlage der Bescheinigung nach § 73 beim Bauaufsichtsamt.

2.2 Hilfestellungen für den Bauherrn

Da der Bauherr in der Regel ein Laie hinsichtlich der baurecht-

lichen und bautechnischen Verfahrensweisen ist, sollte er bei der Erfüllung seiner Verpflichtungen im Rahmen der Bauabwicklung unterstützt werden.

Durch den „Prüfingenieur/Sachverständigen“ sollte deshalb zuerst einmal der Umfang der Bauüberwachung festgelegt werden. Dies erfolgt sinnvollerweise durch Benennung der zu überprüfenden Bauteile in den Prüfberichten.

Damit die nach HBO § 73 erforderliche Bescheinigung nach Abschluss der Bauüberwachung ausgestellt werden kann, sind alle betreffenden Bauteile zu überprüfen. Hierzu muss der „Prüfingenieur/Sachverständige“ rechtzeitig zu den einzelnen Überwachungsterminen gerufen werden, er sollte jedoch so flexibel sein, dass ein 1- bis 2-tägiger Vorlauf ausreichend ist.

Nach unseren Erfahrungen kommt nicht jeder Bauherr seiner Informationspflicht nach, so dass oftmals wesentliche Bauteile vor Ort nicht überprüft werden können. Dies kann zur Folge haben, dass aufwändige nachträgliche Untersuchungen (z. B. Suchschlitze, Kernbohrungen, Fundamentfreilegungen) erforderlich werden.

Bei Rohbau-Abschluss nicht mehr einsehbare Baukonstruktionen, die während der Ausführung nicht in Augenschein genommen werden konnten, können in begründeten Ausnahmefällen auch vom verantwortlichen Bauleiter (z. B. durch Fotos, Skizzen, schriftliche Bestätigungen) dokumentiert und nachträglich im Hinblick auf die Übereinstimmung mit den geprüften bautechnischen Unterlagen bestätigt werden.

Da der Bauherr häufig seine Verpflichtungen gegenüber dem „Prüfingenieur/Sachverständigen“ im Zusammenhang mit der Bauüberwachung nicht genau kennt, sollte er vor Beginn der Bauüberwachung schriftlich darauf hingewiesen werden,

- dass er den „Prüfingenieur / Sachverständigen“ rechtzeitig über die einzelnen Überwachungstermine informieren muss
- dass er den „Prüfingenieur / Sachverständigen“ zu allen Überwachungsterminen für die im Prüfbericht festgelegten Bauteile rufen muss
- dass er mit kostenträchtigen nachträglichen Untersuchungen rechnen muss, wenn er den vorgenannten Verpflichtungen nicht nachkommt.

2.3 Nutzen der Bauüberwachung

Dass der Bauherr, unabhängig von den gesetzlichen Regelungen, ein vitales Eigeninteresse an der Bauüberwachung haben sollte, zeigen viele Beispiele von z. T. gravierenden Ausführungsfehlern. Durch die rechtzeitige Feststellung dieser Mängel können größere Schäden verhindert werden, wodurch nicht nur dem Bauherrn hohe Folgekosten erspart bleiben, sondern auch ein volkswirtschaftlicher Nutzen entsteht.

Unsere Erfahrungen belegen, dass die Bauüberwachung ein unverzichtbarer Bestandteil der Qualitätssicherung und Sicherheit auch von kleinen Bauvorhaben mit vermeintlich geringem Schwierigkeitsgrad ist und somit auch einen ordnungspolitischen Zweck erfüllt.

2.4 Plädoyer für eine konsequente Bauüberwachung

Immer wieder hört man von der Ausstellung so genannter „Gefälligkeitsbescheinigungen“. Dass die Etablierung solcher Praktiken mittelfristig zur Abschaffung der Bauüberwachung führt, weil diese sich damit selbst ad absurdum führt, muss nicht besonders betont werden. Diese Vorgehensweise liefert denjenigen Argumente, die ohnehin alle überwachenden Tätigkeiten abschaffen möchten.

Auch die unter Pkt. 2.2 angesprochenen „Fremdbescheinigungen“ sollten deshalb auf gut begründete Ausnahmefälle beschränkt bleiben, damit nicht ein Verfahrens-Klima entsteht, in dem vor dem Hintergrund von Zeit- und Kostendruck das Ausstellen von Gefälligkeits-Bescheinigungen nicht ausgeschlossen werden kann.

Die Bauüberwachung nach § 73 der HBO 2002 erfüllt ihren wertvollen Zweck nur dann, wenn die Durchführungs-Kriterien bis hin zur Ausstellung der Bescheinigung für das Bauaufsichtsamt von allen „Prüfingenieuren/Sachverständigen“ und „Nachweisberechtigten“ konsequent und einheitlich angewendet werden.

2.5 Zusammenarbeit mit der Bauaufsicht

Um den hohen Stellenwert der Bauüberwachung im Rahmen der Qualitätssicherung baulicher Anlagen zu erhalten, reicht die konsequente Durchführung alleine jedoch nicht aus. Es ist auch die Überprüfung des Vorliegens der Bescheinigung nach § 73 der HBO durch die Bauaufsicht erforderlich. Dass diese Kontrolle derzeit nicht in ausreichendem Maße wahrgenommen wird, liegt nicht an mangelndem Willen auf Seiten der Bauaufsichtsämter, sondern an den hier immer knapper werdenden Personal-Kapazitäten.

Erschwert wird eine HBO-gerechte Bauüberwachung teilweise auch dadurch, dass die unter Pkt. 2.1 erwähnten „Handlungsempfehlungen“ von den Bauüberwachern selbst und auch den Bauaufsichtsämtern nicht einheitlich ausgelegt werden.

Aus vorgenannten Gründen haben wir in Abstimmung mit der Obersten Bauaufsicht einen Erfahrungsaustausch mit den nordhessischen Bauaufsichtsämtern initiiert, um die vorhandenen Probleme zu

besprechen und zu einer einheitlichen Handhabung der gesetzlichen Vorgaben zu kommen.

2.6 Vorschläge zur Qualitätssicherung der Bauüberwachung

Die Durchführung der Bauüberwachung durch den „Nachweisberechtigten für Standsicherheit“ ist nach unserer Auffassung bedenkenswert, da dieser in einem engen Abhängigkeitsverhältnis zum Bauherrn steht, so dass seine Unabhängigkeit bei der Bauüberwachung eingeschränkt sein kann. Viele Bauherren verlangen darüber hinaus von den „Nachweisberechtigten“, die Bauüberwachung unentgeltlich im Rahmen ihres Auftrages für die Tragwerksplanung durchzuführen. Das Ergebnis einer solchen unentgeltlichen Leistung mag jeder selbst einschätzen.

Leider ist auch anzumerken, dass von vielen „Nachweisberechtigten“ die Überprüfung und Bestätigung der Anforderungen des „Kriterienkataloges“ unter dem Druck ihrer Auftraggeber nicht nach den tatsächlichen Gegebenheiten vorgenommen wird.

Die Bauüberwachung sollte aus vorgenannten Gründen von einer unabhängigen Institution oder Person durchgeführt werden.

Dies kann nur das Bauaufsichtsamt selbst oder ein vom Bauaufsichtsamt benannter und damit unabhängiger „Prüfingenieur/Sachverständiger“ sein.

3 Schlussbemerkungen

Aus fachlicher Sicht ist die durchgängige Bauüberwachung nach der HBO 2002 über alle Gebäudeklassen und damit Schwierigkeitsgrade von Bauvorhaben zu begrüßen, da sie der vorbeugenden Qualitätssicherung dient und bei der Erreichung eines ausreichenden Sicherheitsstandards hilft.

Verfahrenstechnisch besteht jedoch noch viel Klärungsbedarf.

Aus juristischen Gründen ist zu empfehlen, die Tätigkeit nach § 73 HBO vertraglich klar von der Bauüberwachung nach § 15 HOAI abzugrenzen, um Missverständnissen vorzubeugen.

Eine vollwertige Qualitätssicherung im Bauwesen kann aber nur auf der Basis von Bauüberwachung und Prüfung der Standsicherheit entstehen, da die Befreiung einer Vielzahl von Bauvorhaben von der Prüfung der Standsicherheit, der Baugenehmigungspflicht und der Kontrolle durch das Bauaufsichtsamt zu einer Verringerung des Sicherheitsniveaus unserer Bauwerke führt und somit den günstigen Einfluss der Bauüberwachung wieder relativiert.

Die von der Politik immer wieder angepriesene Kostensparnis durch die weitgehende Befreiung von der Prüfpflicht ist tatsächlich eine Umverteilung, da die bei Prüfingenieuren und Bauämtern eingesparten Kosten auf verschiedene einzuschaltende Nachweisberechtigte, aber auch auf Versicherungen, Gutachter, Rechtsanwälte, Gerichte und Sanierungsmaßnahmen umverteilt werden, so dass insgesamt eine Kostensteigerung entsteht. Der Schaden, der durch die Befreiung vieler Bauvorhaben von der Baugenehmigungs- und Prüfpflicht entsteht, ist somit wesentlich höher als der Nutzen.

Ein Umdenken auf politischer Seite ist deshalb erforderlich. Dies setzt jedoch bei den Gesetzgebern die Einsicht voraus, dass die Fortsetzung des eingeschlagenen Weges schädlich ist, wozu auch die Prüfingenieure durch eine entsprechende Informationspolitik ihren Teil beitragen müssen.

*Dipl.-Ing. Bodo Hensel
Dipl.-Ing. Peter Strauß*

Schädigung, Dauerhaftigkeit und Lebensdauer von Tragwerken

Strategien für zukünftige Aufgaben von Prüflingen

Tragwerke erleiden im Verlauf ihres Lebens vielfältige Qualitätsverschlechterungen, Deteriorationen, die Schädigungen bewirken und die Nutzungsdauer begrenzen. Im vorliegenden Beitrag wird ein neuartiges Bewertungskonzept für derartige Tragwerksschädigungen entwickelt, ausgehend von Standarddefinitionen der Sicherheitstheorie sowie einer schädigungsbedingten Evolution der Sicherheitsabstände. Das Konzept basiert auf der zeitlichen Verfolgung der globalen tangentialen Tragwerkssteifigkeit $K_T(t)$ als kompakteste Sammlung aller Schädigungsinformationen. Für Simulationszwecke werden Schädigungsbeschreibungen in den Stoffgesetzen und deren Transformation in den Tragwerkswiderstand R skizziert. Sodann erfolgt die Definition moderner Schädigungsindikatoren D_i aus $K_T(t)$, ermittelbar z. B. durch superponierte Eigenschwingungen. Diese D_i begleiten wegen der Versagensbedingung $\det K_T = 0 \Rightarrow \exists D_i = 0$ das Gesamtleben eines Tragwerks bis zum Ende seiner Nutzungsdauer.

Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E. h. Wilfried B. Krätzig



studierte das Bauingenieurwesen an der Universität Hannover. Nach fünfjähriger Tätigkeit in der Ed. Züblin AG promovierte und habilitierte er als Oberingenieur bei Wolfgang Zerna (U Hannover) und ging danach in die USA. Von dort wurde er 1970 als Professor für Statik und Dynamik an die Ruhr-Universität Bochum berufen.

Seit 1972 Prüflingenieur für Baustatik (Lizenz 2002 altersbedingt erloschen) im Ingenieurbüro Krätzig und Partner GmbH, Bochum.

E-Mail: Wilfried.B.Kraetzig@sd.ruhr-uni-bochum.de

1 Einführung

Alle Bauwerke erleiden nach ihrer Fertigstellung mehr oder weniger intensive Deteriorationen (Wertminderungen), Zustandsschädigungen als Folgen ihrer Nutzung und/oder von Umwelteinflüssen (Abb. 1). Entgegen landläufiger Meinung sind diese in hohem Maße sicherheitsrelevant und begrenzen i. Allg. die Tragwerksnutzung. Je älter die in Mitteleuropa vorhandene Bausubstanz wird, desto häufiger werden Bauingenieuren Fragen nach dem Schädigungszustand und der Restnutzungsdauer von Tragwerken gestellt, für die heute noch kein schlüssiges Nachweiskonzept existiert. Der vorliegende Beitrag versucht, diese Lücke zu füllen.



Abb. 1: Stahlbeton-Bogenbrücke mit Schädigungen infolge Überlastung, Fundamentsetzungen und Durchfeuchtung

Statische Nachweise des konstruktiven Ingenieurbaus sind traditionell auf die Tragwerkssicherheit fixiert: Tragwerke werden normengemäß mit geforderten Sicherheiten entworfen; nach ihrer Fertigstellung, dem Neuwertzustand, überlässt man sie den nutzungsbedingten Deteriorationsprozessen. Erstmals im deutschen Massivbau erweitert die neue DIN 1045-1 [5] die bisherigen Entwurfsanforderungen zur Tragwerkssicherheit und Gebrauchstauglichkeit (Abschnitt 5) auf die Dauerhaftigkeit (Abschnitt 6). Als ein angemessen dauerhaftes Tragwerk gilt nach 6.1 (1), wenn dieses während der vorgesehenen Nutzungsdauer seine Funktion hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit ohne we-

sentlichen Verlust der Nutzungseigenschaften bei einem angemessenen Instandhaltungsaufwand erfüllt.

Mit den Begriffen *angemessen dauerhaft* und *vorgesehene Nutzungsdauer* (Lebensdauerziel) greift auch der Massivbau lebensdauerorientierte Entwurfskonzepte der modernen Technik auf. Bei diesen spielt die Prognose der Nutzungsdauer eine zentrale Rolle. Massivbauwerke unterliegen deteriorierenden Nutzungs- und Umwelteinflüssen, welche unterschiedlichste Tragwerksschädigungen über die Lebensdauer bewirken. Die vorgesehene Nutzungsdauer ist erreicht, sobald die Schädigungsevolution eine definierte, zulässige Grenzschädigung überschreitet. Als *angemessen dauerhaft* gilt ein auf dieses Ziel hin konstruiertes Tragwerk.

Lebensdauerorientierte Entwurfskonzepte erfordern daher Nachweisverfahren in Bezug auf Schädigungsgrenzzustände, welche alle Arten von Deteriorationen umfassen und in die Berechnungsmethoden des konstruktiven Ingenieurbaus eingebettet sind. [5] definiert im Abschnitt 6.2 Umweltklassen der Tragwerksexposition hinsichtlich Bewehrungskorrosion und Betonangriff, zugehörige konstruktive Regelungen (Betondeckung) im Abschnitt 6.3. Dieses aber sind nur Grundaspekte, denn Tragwerksschädigungen können sowohl aus Expositionsrisiken als auch aus der Nutzung (z. B. Überlastung) oder aus Sondereinwirkungen (z. B. Brand) entstehen. Hierzu werden für Grenzschädigungsnachweise Deteriorationsmodelle für Beton und Stahl erforderlich [1] [22] [24], möglichst in Wechselwirkung mit bemessungsrelevanten Stoffgesetzen, die DIN 1045-1 nicht angibt. Letztere sollten wirklichkeitsnah und schädigungsorientiert formuliert sein [12] [19]. Schließlich werden Nachweisstrategien für Tragwerksschädigungen erforderlich.

Damit ist das Thema der vorliegenden Arbeit bereits umrissen. Nutzungsdauerorientierte Entwurfskonzepte erfordern Kenntnisse zusätzlicher, den Bauingenieuren wenig vertrauter Problemkreise, wie Tragwerksschädigung, Deterioration, Nutzungs- oder Restnutzungsdauer. Ausnahme bilden nur Dauer- und Betriebsfestigkeitsprobleme im Stahlbau. International existiert für derartige Aufgaben eine ganz eigene Terminologie: *Structural integrity, deterioration, degradation, durability, life-duration* sind Beispiele [1] [22]. Der Oberbegriff *Life-Cycle-Design* entstammt der Luft- und Raumfahrttechnik, wo lebensdauerorientiertes Entwurfsdenken seit Jahrzehnten weltweiter Standard ist, eng verknüpft mit Konzepten der Systemzuverlässigkeit (*system reliability, reliability management*).

Der vorliegende Beitrag diskutiert ein neuartiges Nachweiskonzept für Tragwerksschädigungen,

ihrer Schädigungsakkumulation und der Lebensdauerermittlung. Es ist eingebettet in normengemäße Bemessungen und Sicherheitsanalysen des Massivbaus, die stets durchzuführen sind. Seine Darstellung erfolgt bewusst anwendungsbezogen, und die Theorie ist auf ein für die Ingenieurpraxis akzeptables Maß reduziert.

2 Sicherheit, Versagen, Schädigung und Nutzungsdauer

Tragwerke werden heute nach Grenzzuständen entworfen und beurteilt: Grenzzustände der *Gebrauchsfähigkeit* und solche des *Versagens*. Schädigungsbewertungen zur Bestimmung von Nutzungs- oder Restnutzungsdauern sollen in Grenzzustände des Versagens eingebettet werden, da Versagen durch Absinken der Tragwerkssicherheit unter die Normengrenzen stets absolut limitiert ist.

Tragwerksversagen wird durch Überschreiten der (äußeren) Lastvariablen S über den (inneren) Tragwerkswiderstand R beschrieben:

$$\text{Versagen} = \{ f \} = \{ R < S \}. \quad (1)$$

Dabei sind R und S in gleichartigen Variablen zu beschreiben. Wegen des statistischen Charakters von R und S ist Tragwerksversagen tatsächlich ein stochastischer Prozess [11] [23], für den eigentlich nur Versagenswahrscheinlichkeiten $P_f = P\{ R < S \}$ bestimmbar sind. Im Rahmen der hier gewählten deterministischen Beschreibung spezifiziert die Sicherheitstheorie Gleichung (1) zu Grenzzustandsbedingungen

$$g(\mathbf{X}) = R(\mathbf{X}) - S(\mathbf{X}) \leq 0 \text{ für Versagen,} \\ > 0 \text{ für Überleben.} \quad (2)$$

Substituiert man hierin statt des allgemeinen Zustandsvektors \mathbf{X} die Entwurfsvariablen \mathbf{X}_d , die aus charakteristischen Größen \mathbf{X}_k durch Kombination mit Partialsicherheitsfaktoren γ_S und γ_R sowie mit Anteilsfaktoren entstehen, so gewinnt man die Bemessungsformate unserer modernen Baunormen für den oben erwähnten Grenzzustand.

Alles bisher Dargelegte bezog sich auf die Momentaufnahme eines Tragwerks, meist seinen Neuwertzustand. Betrachten wir jedoch dessen Lebensspanne t in **Abb. 2**, so erweitert sich dieses Momentanbild: Neben denkbaren Lastmodifikationen $S(t)$ reduzieren Schädigungsprozesse den Tragwerkswiderstand $R(t)$, nämlich Tragwerkssteifigkeit und -festigkeit, in monotoner Weise. Nutzungsdauerorientierte

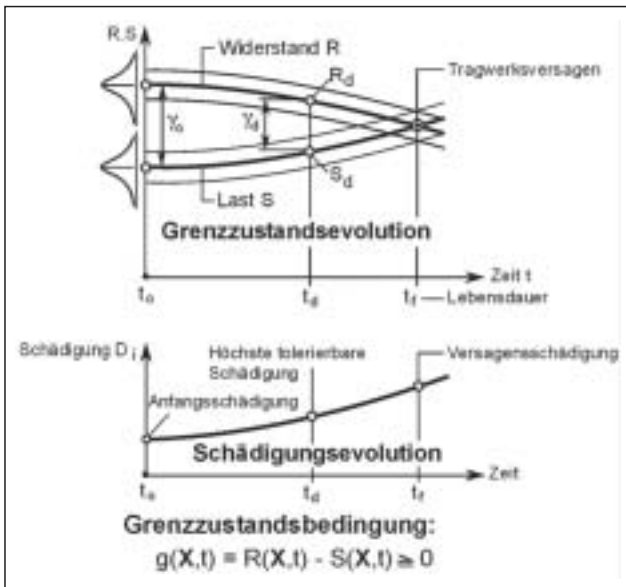


Abb. 2: Zeitabhängiges Grenzzustandskonzept und Schädigungsevolution

Entwurfsstrategien müssen quantitative Aussagen dieser Reduktionsprozesse enthalten. Ist schließlich der Sicherheitsabstand zwischen $R(t)$ und $S(t)$, in **Abb. 2** vereinfacht als zentrales Sicherheitsmaß dargestellt, aufgezehrt, erfolgt lokales oder globales Tragwerksversagen, das Ende der *Tragwerkslebensdauer*.

Entwurfsingenieure wenden (2) auf eine Vielzahl von Bemessungspunkten oder -querschnitten an, um so lokalem Versagen durch *Sprödbruch* (Festigkeitsüberschreitung) oder *plastische Deformationen* (duktilen Versagen) zu begegnen. Zur Abwehr globalen Versagens studieren sie mittels (2) *Instabilitäten* sowie *Schädigungsakkumulation* am Gesamttragwerk. Lokale Versagensphänomene werden durch die Kontinuums-Schädigungsmechanik [9] [18] erforscht, während Versagen auf Querschnittsebene den Übergang zur Bruchmechanik [7] [8] darstellt. Von den Arten globalen Tragwerksversagens sind Instabilitäten [2] [21] ein klassisches Entwurfs- und Forschungsthema, während Tragwerksversagen infolge von Schädigungsakkumulationen weitgehend unerforscht ist.

Fassen wir alle wesentlichen bisherigen Erkenntnisse zusammen: Schädigungsprozesse sind Deteriorationen von *Tragwerkssteifigkeit* und *-festigkeit* infolge mechanischer, chemischer oder physikalischer Ursachen. Bei Lebensdauer-Entwürfen müssen diese explizit beschrieben werden, meist im Materialgesetz. Schädigungen reduzieren den Tragwerkswiderstand und damit die Tragwerkssicherheit. Versagen, das Ende der Tragwerkslebensdauer, wird als Überschreiten *zulässiger Schädigungsgrenzen* in der Struktur aufgefasst.

Da die heutige Strukturmechanik Tragwerkschädigungen und deren Akkumulationen, von Sonderfällen abgesehen, nicht systematisch erfasst, sind derzeitige Entwurfstechniken unfähig, Schädigungseinflüsse auf die Tragwerkssicherheit vorherzusagen. Aussagen zur Tragwerksnutzungsdauer erfordern daher konzeptionelle Ergänzungen, die der vorliegende Beitrag behandelt.

3 Tangentiale Steifigkeitsbeziehung

Die Beschreibung von Tragwerksschädigungen führt, wegen der zeitlichen Degradation des Tragwerkswiderstandes $R(t)$, stets zu nichtlinearen Problemstellungen. Wir setzen zunächst die Modellierung der deteriorierenden Schädigungsprozesse im Stoffgesetz als bekannt voraus und betten unsere Herleitung in ein Konzept der Theorie finiter Elemente [17] ein.

Gemäß **Abb. 3** betrachten wir eine beliebig diskretisierte Struktur, für welche wir in dem m -dimensionalen Vektor

$$\mathbf{V} = \{V_1 \ V_2 \dots V_i \dots V_m\} \tag{3}$$

alle wesentlichen äußeren Freiheitsgrade und in

$$\mathbf{P} = \{P_1 \ P_2 \dots P_i \dots P_m\} \tag{4}$$

alle korrespondierenden (dualen, zugeordneten) Knotenlastgrößen anordnen. Bezeichnen wir weiter mit $\dot{\mathbf{V}}$ die Knotengeschwindigkeiten und mit $\ddot{\mathbf{V}}$ die Knotenbeschleunigungen, so nimmt die Bewegungsgleichung dieses nichtlinearen Problems die Form der folgenden *impliziten Matrix-Differenzialgleichung 2. Ordnung* an:

$$\mathbf{M} * \ddot{\mathbf{V}} + \mathbf{G}(\dot{\mathbf{V}}, \mathbf{V}, \mathbf{d}, t) = \mathbf{P}(t) \tag{5}$$

In diesem m -dimensionalen Satz von gekoppelten Differenzialgleichungen kürzt \mathbf{M} die globale Massenmatrix ab. Das nichtlineare Vektorfunktional

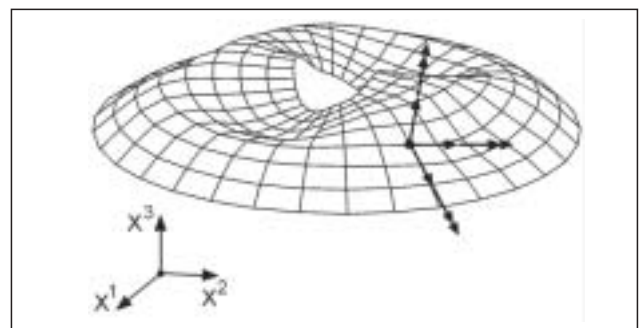


Abb. 3: Diskretisierte Struktur mit Knotenfreiheitsgraden oder -lasten

\mathbf{G} beschreibt den Tragwerkswiderstand R als implizite Funktion der Knotenfreiheitsgrade \mathbf{V} bzw. der Knotengeschwindigkeiten $\dot{\mathbf{V}}$. $\mathbf{P}(t)$ bezeichnet den dynamischen Lastprozess und t die physikalische Zeit.

Der m -dimensionale Vektor \mathbf{d} beschreibt die Auswirkungen der Strukturschädigungen in den Systemfreiheitsgraden \mathbf{V} . Derzeit betrachten wir \mathbf{d} als Merkposten für Deteriorationen des Widerstandes \mathbf{G} , transformiert auf die Ebene der äußeren Knotenvariablen \mathbf{V} , \mathbf{P} .

Das Ingenieurwesen verwendet zur Lösung nichtlinearer Tragwerksprozesse nie die nichtlineare Bewegungsgleichung (5), sondern integriert deren 1. Variation inkrementell-iterativ mittels schrittweiser Analysetechniken. Hierzu zerlegt man die Knotenkinematiken \mathbf{V} , $\dot{\mathbf{V}}$, $\ddot{\mathbf{V}}$ und Knotenlasten \mathbf{P} eines gesuchten Tragwerkszustandes in Variablen eines bereits bestimmten Grundzustandes sowie dessen Inkremente, d. h.:

$$\mathbf{V} = \bar{\mathbf{V}} + \delta\bar{\mathbf{V}}, \dot{\mathbf{V}} = \dot{\bar{\mathbf{V}}} + \delta\dot{\bar{\mathbf{V}}}, \ddot{\mathbf{V}} = \ddot{\bar{\mathbf{V}}} + \delta\ddot{\bar{\mathbf{V}}}, \mathbf{P} = \bar{\mathbf{P}} + \delta\bar{\mathbf{P}}. \quad (6)$$

Mit den infinitesimal kleinen Variationen in (6) gewinnen wir durch die 1. Variation der Bewegungsgleichung (5) hinsichtlich des Grundzustandes die in **Abb. 4** angegebene *tangentiale Bewegungsgleichung*. In dieser Matrix-Differenzialgleichung 2. Ordnung, linear in den Inkrementen $\delta\bar{\mathbf{V}}$, $\delta\dot{\bar{\mathbf{V}}}$, $\delta\ddot{\bar{\mathbf{V}}}$ (letztere vereinfachend ohne Querstrich und mit Kopfindex + geschrieben) verwenden wir folgende Abkürzungen [16]:

$$\mathbf{C}_T = \left. \frac{\delta\mathbf{G}}{\delta\dot{\bar{\mathbf{V}}}} \right|_{\bar{\mathbf{V}}} \quad \text{die tangentielle Dämpfungsmatrix,}$$

$$\mathbf{K}_T = \left. \frac{\delta\mathbf{G}}{\delta\bar{\mathbf{V}}} \right|_{\bar{\mathbf{V}}} \quad \text{die tangentielle Steifigkeitsmatrix,}$$

$$\bar{\mathbf{F}}_I = \mathbf{M} * \ddot{\bar{\mathbf{V}}} + \mathbf{G}(\bar{\mathbf{V}}, \dot{\bar{\mathbf{V}}}, \bar{\mathbf{d}}, t) \quad \text{den Vektor des inneren Widerstandes infolge von Trägheitswirkungen, viskosen sowie elasto-plastischen Deformationen und infolge von Deteriorationen.}$$

Die entstandene tangentielle Bewegungsgleichung auf **Abb. 4** begründet alle inkrementell-iterativen Computer-Simulationstechniken in der nichtlinearen Tragwerksdynamik.

Schädigungsprozesse sind zwar zeitabhängig, aber Änderungen über die Tragwerks-Lebensdauer bewirken keine Trägheitskräfte. Daher werden Deteriorationsprozesse vereinfacht als quasi-statisch behandelt. Mit $\ddot{\bar{\mathbf{V}}} = \dot{\bar{\mathbf{V}}} = \mathbf{0}$ gewinnt man so aus der tan-

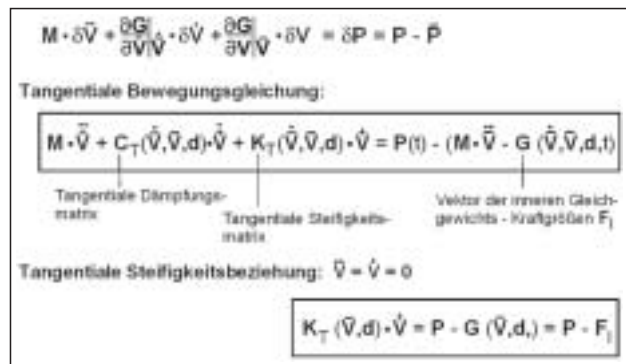


Abb. 4: Tangentiale Bewegungsgleichung und Steifigkeitsbeziehung

gentialen Bewegungsgleichung in **Abb. 4** die *tangentiale Steifigkeitsbeziehung*:

$$\mathbf{K}_T(\bar{\mathbf{V}}, \bar{\mathbf{d}}) * \dot{\bar{\mathbf{V}}} = \mathbf{P} - \mathbf{F}_I = \mathbf{P} - \mathbf{G}(\bar{\mathbf{V}}, \bar{\mathbf{d}}). \quad (7)$$

Diese lineare Beziehung in $\dot{\bar{\mathbf{V}}}$ werden wir allen späteren numerischen Schädigungsanalysen zugrunde legen. \mathbf{P} stellt darin die Gesamlast eines Tragwerkszustands dar. Aus der ursprünglichen tangentialen Bewegungsgleichung verbleiben folgende kennzeichnende Variablen:

$$\mathbf{K}_T = \left. \frac{\delta\mathbf{G}}{\delta\dot{\bar{\mathbf{V}}}} \right|_{\bar{\mathbf{V}}} \quad \text{die tangentielle Steifigkeitsmatrix,} \quad (8)$$

$$\bar{\mathbf{F}}_I = \mathbf{G}(\dot{\bar{\mathbf{V}}}, \bar{\mathbf{V}}, \bar{\mathbf{d}}, t) \quad \text{der Vektor der inneren Knotenkraftgrößen.} \quad (9)$$

Zur inkrementell-iterativen Lösung von (7) existieren vielfältige Newton-Raphson-, BFGS- oder Pfadverfolgungstechniken aus der Standardliteratur oder als Software-Module.

4 Schädigungsidentifikation auf Strukturebene

Nach Herleitung der Grundgleichung (7) fragen wir nach denjenigen Funktionen eines Tragwerkszustands, in welchen Schädigungen \mathbf{d} zweckmäßig zu identifizieren sind. Dabei sollen nur solche Funktionen betrachtet werden, welche bei Tragwerksanalysen ohnehin ermittelt werden müssen. Ein Blick auf (7) bestätigt, dass dies nur der Tragwerkswiderstand \mathbf{G} (9) oder die tangentielle Steifigkeitsmatrix \mathbf{K}_T (8) sein können: Beide enthalten die gesuchte Schädigungsinformation \mathbf{d} , transformiert auf die Strukturebene.

Abb. 5 verdeutlicht die Zusammenhänge. Tragwerksschädigungen setzen voraus, dass \mathbf{G} bzw.

\mathbf{K}_T durch Deteriorationen \mathbf{d} beeinflusst (reduziert) werden. Somit muss jede Tragwerksdiskretisierung fähig sein, die im PV-Diagramm auf **Abb. 5** skizzierten schädigungsbedingten Steifigkeits- und Traglastreduktionen zu beschreiben, Detailthema des Abschnittes 5.

Konzentrieren wir uns zur Schädigungsdetektion nun auf die Steifigkeitsmatrix \mathbf{K}_T . Wir erkennen, dass die Schädigungsinformation in der Evolution aller $m \times m$ Steifigkeitselemente von \mathbf{K}_T versteckt sein muss. Ihre Kompaktform stellt der Zeitverlauf der m reellen Eigenwerte λ_i , $1 \leq i \leq m$, von \mathbf{K}_T dar, die Hauptsteifigkeiten des Tragwerks. Beschränken wir uns auf konservative Lasten und schließen allzu ungewöhnliche Materialgesetze aus, so ist \mathbf{K}_T stets symmetrisch und deren Eigenwerte λ_i somit stets reell.

Im Kapitel 2 hatten wir Tragwerksversagen, das *Lebensdauerende*, als Überschreiten einer zulässigen *Schädigungsgrenze* postuliert. Wie sieht dies im Licht der nun verfügbaren Kenntnisse über die Eigenschaften von \mathbf{K}_T und deren Eigenwerte λ_i aus? Solange *Tragwerksintegrität* existiert, ist (7) nach \mathbf{V} auflösbar. Grundvoraussetzung dafür ist Regularität von \mathbf{K}_T , d. h. $\det \mathbf{K}_T \neq 0$. Für das intakte Tragwerk ist \mathbf{K}_T somit stets positiv-definit, und alle Eigenwerte sind größer Null. $\mathbf{\Lambda}$, die Matrix aller λ_i ist somit eindeutig positiv.

Durch die Schädigungsevolution reduzieren sich die Beträge der Elemente λ_i von \mathbf{K}_T solange, bis der erste Eigenwert schließlich zu Null und \mathbf{K}_T erstmalig singular wird, $\det \mathbf{K}_T = 0$. Dann ist \mathbf{K}_T nicht mehr invertierbar, und die tangentielle Steifigkeitsbeziehung (7) nicht mehr nach \mathbf{V} auflösbar. Die Tragwerksintegrität ist verletzt, und durch Überschreiten der Grenzschiidung tritt ein meist traglastartiges Versagen (*limit point failure mode*) ein [14].

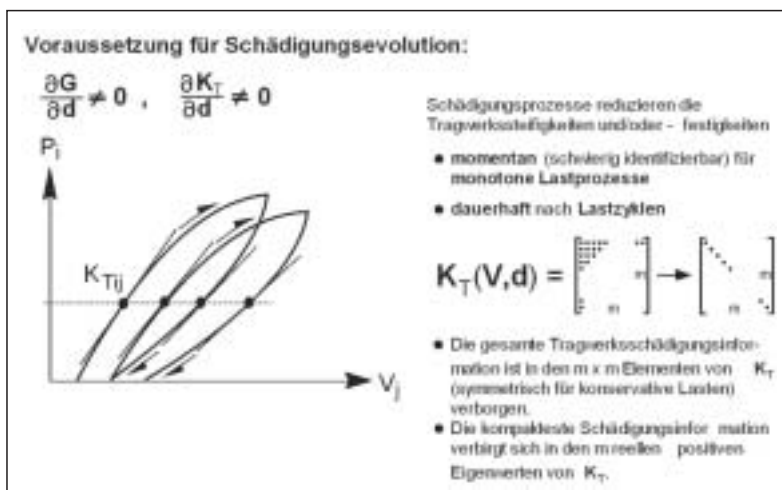


Abb. 5: Auffinden von Tragwerksschädigungs-Informationen

5 FE-Modellierung und Computersimulation

Zum besseren Verständnis wollen wir kurz die einzelnen Schritte einer stofflich-nichtlinearen FE-Tragwerkssimulation daraufhin durchleuchten, wie sie sich auf das zu beschreibende Schädigungsgeschehen auswirken. Dabei sollen Nichtlinearitäten und Materialschädigungen in Wechselwirkung stehen, die gemäß Kapitel 3 im jeweiligen Stoffgesetz beschrieben werden sollen. Vorteilhaft für derartige Problemstellungen sind Schichtelemente gemäß **Abb. 6** bzw. **7**.

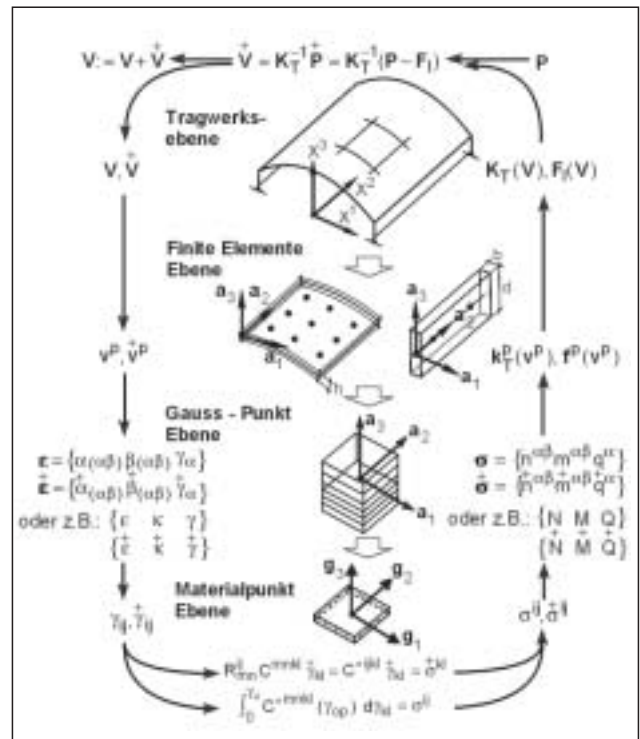


Abb. 6: FE-Tragwerkssimulation nach der Multi-Level-Iterationstechnik

Auf dieser Abbildung sind die unterschiedlichen Ebenen der erforderlichen nichtlinearen FE-Simulation [15] erläutert, nämlich

- die Tragwerkebene, auf welcher die Gesamt-Steifigkeitsbeziehung (7) mit \mathbf{K}_T und $\mathbf{F}_1 = \mathbf{G}$ definiert ist,
- die Ebene der finiten Elemente, verknüpft mit der vorigen durch die Zuordnung der Elementfreiheitsgrade \mathbf{v}_i^e zu den globalen Freiheitsgraden \mathbf{V}_i [17],
- die Ebene der Integrationspunkte, auf welcher die Kinematik des gewählten Strukturmodells beschrieben wird, und schließlich

■ die Ebene der Materialpunkte: Hier sind, gegebenenfalls schichtweise unterschiedlich, die Stoffgesetze schädigungsorientiert implementiert, d. h. einschließlich ihrer Steifigkeits- und Festigkeitsdegradationen sowie weiterer Deteriorationseinflüsse.

Konzentrieren wir uns, wie in den späteren Beispielen, auf Stahlbetontragwerke, so erfolgt die Elementschichtung gemäß **Abb. 7**. Dabei muss in jeder Stoffkomponente natürlich dasjenige nichtlineare und schädigungsbezogene Materialverhalten modelliert sein, dessen Auswirkungen im Tragwerk untersucht werden sollen. Allgemein gilt gemäß **Abb. 8**:

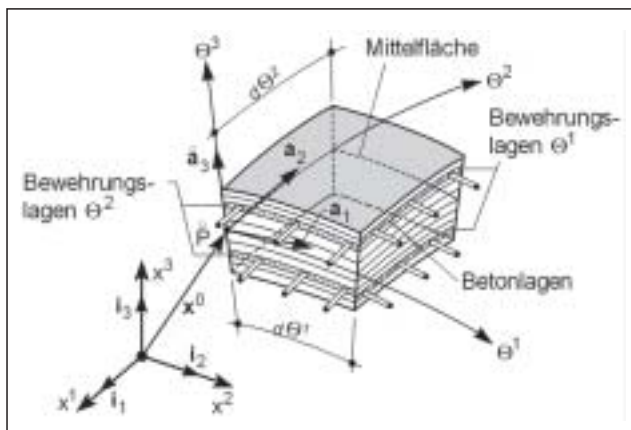


Abb. 7: Mehrschichtenmodell einer Stahlbetonschale

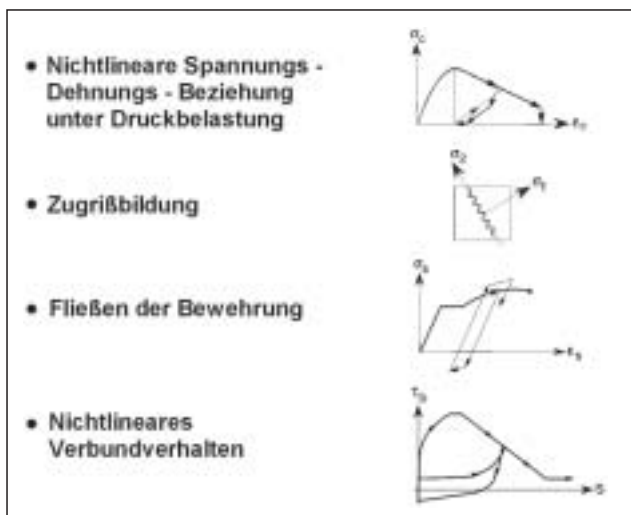


Abb. 8: Schädigungsorientierte Materialmodellierung von Stahlbeton

■ Beton zeigt im *Druckbereich* nach Überschreiten seiner Druckfestigkeit zwei wichtige Schädigungsphänomene, nämlich den sukzessiven Abbau seiner Festigkeit und Steifigkeit;

■ klassische Modellvorstellungen von *Beton im Zugbereich* sind linear-elastisches Verhalten bis zur Zugfestigkeit mit nachfolgender Rissöffnung als Schädigungskomponente;

■ Bewehrung wird *elasto-plastisch* modelliert mit der Möglichkeit einer Vielzahl von Schädigungsphänomenen, beispielsweise dem BAUSCHINGER Effekt oder der lastspielabhängigen Reduktion von Streckgrenze und Festigkeit;

■ in der *Verbundmodellierung* zwischen Stahl und Beton treten verschiedenartige Grenzflächenphänomene auf, beispielsweise Festigkeitsminderung unter zyklischen Einwirkungen.

Abb. 8 vermittelt einen Eindruck dieser lastabhängigen Schädigungsphänomene, die über die Normenvorgaben [5] erheblich hinausgehen. Ein besseres empirisch-schädigungsorientiertes Betonmodell als Ergänzung des Model Code 90 findet der Leser detailliert beschrieben in [12] [19]. Alterungs- und Degradationseffekte von Beton sowie Korrosionsmodelle für Stahl, alles infolge von Umweltwirkungen gemäß **Abb. 9**, können [19] [22] [24] entnommen werden.

Alle diese Werkstoffeigenschaften müssen auf Materialpunktebene mit ihren Schädigungseffekten implementiert sein. Von hier werden sie auf die Strukturebene transformiert, wo wir gemäß Kapitel 4 die Auswirkungen dieser Deteriorationen in den Eigenwerten λ_i der tangentialen Steifigkeitsmatrix \mathbf{K}_T wiederfinden. Der zugehörige inkrementell-iterative Analysealgorithmus ist kompliziert, auf **Abb. 6** illustriert und in vielen Aspekten in [16] erläutert.

Das Gesagte skizziert Computersimulationen im komplizierten Fall von Wechselwirkungen zwischen mechanischen (lastabhängigen) Schädigungen und solchen anderen Ursprungs. Schädigungsanalysen lassen sich aber auch sehr viel einfacher durchführen, da allein die degradierende Tragwerkssteifigkeit und -traglast über die Lebensdauer zu erfassen ist. Steifigkeits- (E-Modul, Rissbildung) und Festigkeitsdegradationen brauchen nur zu diskreten Zeitpunkten erfasst zu werden, was durchaus auch in linearisierten Analysen erfolgen kann. An die Stelle von $\mathbf{K}_T(t)$ tritt dann der Zeitverlauf der linearen Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}(t)$.

	Reduktion of		Steifigkeit		Festigkeit	
	Abmessungen		Beton	Stahl	Beton	Stahl
Deterioration infolge:	Beton	Stahl	Beton	Stahl	Beton	Stahl
1. Karbonatisierung		●				
2. Chloridwirkungen		●	○			
3. Sulfatangriff	●		●		●	
4. Mechanischem Abtrag	●	●				
5. Frost-Tauwechsel			●		●	
6. Feuer: permanent ● vorübergehend ○	●		●	○	●	○

Abb. 9: Empirische Deteriorationsmodelle

6 Schädigungsindikatoren

Eigenwerte λ_i von \mathbf{K}_T oder \mathbf{K} sind als aktuelle Hauptsteifigkeiten die komprimierteste Steifigkeitsinformation eines Tragwerks. Da Deteriorationen Steifigkeiten und Traglasten reduzieren, lassen sich aus den Zeitverläufen der λ_i in gleich kompakter Darstellungsweise Beschreibungen der Tragwerksschädigungen herleiten. Seit den Pionierarbeiten von Palmgren/ Langer/ Miner zur Schädigungsakkumulation von Stahl haben sich hierfür Schädigungsindikatoren D mit folgenden Eigenschaften eingeführt:

- ungeschädigter Neuwertzustand: $D = 0$,
- teilgeschädigter Zustand: $0 < D < 1$,
- vollgeschädigter Zustand des Versagens: $D = 1$.

Aus jedem beliebigen, Schädigungsinformationen enthaltenden Tragwerksparameter kann man offenbar folgendermaßen einen derartigen Schädigungsindikator gewinnen:

$$D = \frac{\text{Parameter für den ungeschädigten Zustand} - \text{Parameter für den geschädigten Zustand}}{\text{Parameter für den ungeschädigten Zustand}}$$

$$= 1 - \frac{\text{Parameter für den geschädigten Zustand}}{\text{Parameter für den ungeschädigten Zustand}} \quad (10)$$

Der Bruch in der zweiten Zeile wird als Maß der *Tragwerksintegrität* bezeichnet, er variiert zwischen 1 (volle Integrität) und 0 (Integritätsverlust = Versagen).

Der obere Teil von **Abb. 10** wiederholt diese Definition für einen allgemeinen Schädigungsparameter

Schädigungsindikator: Maß für die Tragwerksintegrität

Schädigungsparameter

$$D_i(\mathbf{V}, \mathbf{d}) = \frac{\lambda_i^*(\mathbf{V}_0, \mathbf{d} = 0) - \lambda_i^*(\mathbf{V}, \mathbf{d})}{\lambda_i^*(\mathbf{V}_0, \mathbf{d} = 0)} = 1 - \frac{\lambda_i^*(\mathbf{V}, \mathbf{d})}{\lambda_i^*(\mathbf{V}_0, \mathbf{d} = 0)}$$

λ_i^* : Eigenwerte $\lambda_i, 1 \leq i \leq m$, von $\mathbf{K}_T(\mathbf{V}, \mathbf{d})$:

$$(\mathbf{K}_T(\mathbf{V}, \mathbf{d}) - \lambda_i \mathbf{I}) \cdot \Phi_i = 0 \rightarrow \lambda_1(\mathbf{V}, \mathbf{d}), \lambda_2(\mathbf{V}, \mathbf{d}), \dots, \lambda_m(\mathbf{V}, \mathbf{d})$$

$$\rightarrow \Phi_1(\mathbf{V}, \mathbf{d}), \Phi_2(\mathbf{V}, \mathbf{d}), \dots, \Phi_m(\mathbf{V}, \mathbf{d})$$

Die jeweiligen Eigenvektoren $\Phi_i, 1 \leq i \leq m$, bilden den Schädigungszustand auf die äußeren Knotenfreiheitsgrade ab.

Abb. 10: Indikatoren für Tragwerksschädigung und Tragwerksintegrität 1

λ_i^* : Eigenfrequenzen $\omega_i, 1 \leq i \leq m$, of $\mathbf{K}_T(\mathbf{V}, \mathbf{d})$:

$$(\mathbf{K}_T(\mathbf{V}, \mathbf{d}) - \omega_i^2 \mathbf{M}) \cdot \Phi_i^* = 0 \rightarrow \omega_1(\mathbf{V}, \mathbf{d}), \omega_2(\mathbf{V}, \mathbf{d}), \dots, \omega_m(\mathbf{V}, \mathbf{d})$$

Eigenformen Φ_i^* : $\rightarrow \Phi_1^*(\mathbf{V}, \mathbf{d}), \Phi_2^*(\mathbf{V}, \mathbf{d}), \dots, \Phi_m^*(\mathbf{V}, \mathbf{d})$

Diagonalglieder der Cholesky-Zerlegung von $\mathbf{K}_T(\mathbf{V}, \mathbf{d})$:

$$(\mathbf{K}_T(\mathbf{V}, \mathbf{d}) = \mathbf{L}^T \cdot \mathbf{D}^* \cdot \mathbf{L}) \rightarrow \mathbf{D}^* = [\mathbf{D}_i^*]$$

$$D_1^*(\mathbf{V}, \mathbf{d}), D_2^*(\mathbf{V}, \mathbf{d}), \dots, D_m^*(\mathbf{V}, \mathbf{d})$$

Zugehörige Schädigungs-Modalformen sind nicht verfügbar

Currentstiffnessparameters of $\mathbf{K}_T(\mathbf{V}, \mathbf{d})$:

$$k_1 = \frac{\delta \mathbf{P}^T \cdot \delta \mathbf{V}}{\delta \mathbf{V}^T \cdot \delta \mathbf{V}} = \frac{\delta \mathbf{V}^T \cdot \mathbf{K}_T \cdot \delta \mathbf{V}}{\delta \mathbf{V}^T \cdot \delta \mathbf{V}}, \quad k_2 = \frac{\delta \mathbf{V}^T \cdot \mathbf{K}_T \cdot \delta \mathbf{V}}{\delta \mathbf{V}^T \cdot \mathbf{M} \cdot \delta \mathbf{V}}$$

$$D_1 = 1 - \sqrt{k_{1d} / k_{10}}$$

$$D_2 = 1 - \sqrt{k_{2d} / k_{20}}$$

Abb. 11: Indikatoren für Tragwerksschädigung und Tragwerksintegrität 2

meter λ_i^* . Dies sind primär die Eigenwerte λ_i von \mathbf{K}_T . Bekanntlich ergeben sich Eigenwerte und zugehörige Modalformen Φ_i aus einem Abbildungsprozess von \mathbf{K}_T auf eine $m \times m$ Einheitsmatrix \mathbf{I} :

$$[\mathbf{K}_T(\mathbf{V}, \mathbf{d}) - \lambda_i \mathbf{I}] * \Phi_i = 0. \quad (11)$$

Damit wird sofort klar, dass noch weitere Abbildungen von \mathbf{K}_T zur Schädigungsdefinition gleichermaßen geeignet sind, beispielsweise diejenige auf die globale Massenmatrix \mathbf{M} :

$$[\mathbf{K}_T(\mathbf{V}, \mathbf{d}) - \omega_i \mathbf{M}] * \Phi_i^* = 0. \quad (12)$$

Hieraus gewinnt man Eigenkreisfrequenzen ω_i und Eigenschwingungsformen Φ_i^* eines Ersatztragwerks mit der aktuellen Steifigkeit \mathbf{K}_T , was **Abb. 11** im oberen Teil aufführt [13].

Abb. 11 enthält noch weitere Parameter, die zur Bildung von Schädigungsindikatoren (10) Verwendung finden können, alles Funktionen der Eigenwerte von \mathbf{K}_T . Solche Gleichwertigkeit ist von großer praktischer Bedeutung, um diejenigen Größen in (10) zu verwenden, welche die eigene Software einfach verfügbar macht [14] [20]. Insbesondere simuliert der Schritt (12) zur Tragwerksdynamik eine bewährte Versuchstechnik: Man superponiert einem belasteten, d. h. deformierten und ggf. geschädigten Versuchstragwerk kleine Eigenschwingungen und schließt aus deren Eigenschaften auf den Schädigungszustand [6] [10].

7 Beispiel: Nachrechnung eines Testrahmens

Als erstes Anwendungsbeispiel analysieren wir einen Stahlbeton-Versuchsrahmen, der vor fast 30 Jahren einem sehr sorgfältig dokumentierten Experiment unterzogen wurde. Sämtliche verfügbaren geometrischen und materialtechnischen Daten finden sich auf **Abb. 12**.

Die drei in den Viertelpunkten des Rahmens aufbrachten Einzellasten wurden gleichmäßig und

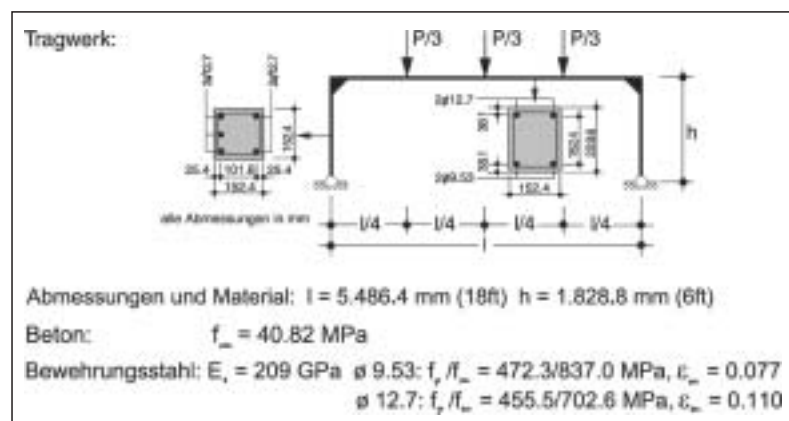


Abb. 12: Stahlbeton-Testrahmen nach G. C. Ernst et al., ACI Journal 1973 (4), 261-269

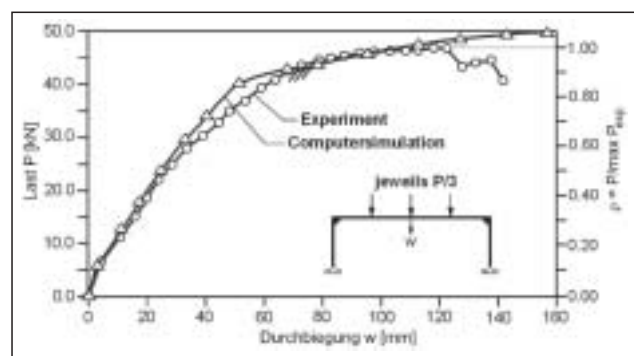


Abb. 13: Last-Verformungsdiagramm des Testrahmens

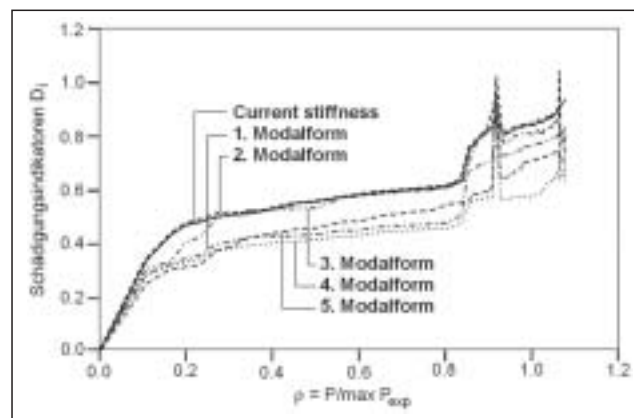


Abb. 14: Schädigungsbeschreibung mittels Eigenfrequenzen

monoton bis zum Tragwerksversagen gesteigert. Das dabei aufgezeichnete Last-Verformungsdiagramm in Riegelmitte zeigt **Abb. 13**, gemeinsam mit unserer Computersimulation. Diese modelliert den Festigkeits- und Steifigkeitsabfall im Druckbereich des Betons (elasto-plastisch mit Schädigungskomponente), den Steifigkeitsverlust durch Zugrissbildung [4] nebst Verbund, offenbar als etwas zu steif. Verglichen mit dem Experiment erreicht die Berechnung so eine um 6 % angestiegene Höchstlast.

Viel informativer hinsichtlich der auftretenden Schädigungsphänomene als das Last-Verformungsdiagramm ist die Schädigungsevolution auf **Abb. 14** [4]. Alle fünf dortigen Schädigungsindikatoren basieren auf Eigenfrequenzen und zeigen ähnliche Verläufe: Deutlich erkennbar ist die linear-elastische Anfangsphase des Versuchs mit der Entstehung erster Risse. Es folgt die lange Phase der Sekundärrissbildung, die in plötzlicher Lokalisierung der Deformationen in den Riegelanschnitten das Versagen ankündigt. Beide (symmetrischen) Lokalisierungen gleichen sich allerdings noch einmal durch inelastische Dehnungsverteilung aus, bis bei weiterer Laststeigerung eine erneute Lokalisierung tatsächlich zum Versagen führt, definiert als Unfähigkeit der Computersimulation zu weiterem Gleichgewicht.

8 Beispiel: Schädigungsanalyse einer Kühlturmschale

Mit diesem Beispiel wenden wir uns vorhandener Bausubstanz zu. Kühlturmschalen sind Sturmwirkungen und thermisch-hygrischen Effekten durch den feuchtwarmen inneren Schwaden ausgesetzt, beides stark deteriorierende Prozesse. Bei unzureichend schädigungsarm konstruierten (älteren) Türmen bilden sich früher oder später hierdurch ausgeprägte vertikale Rissstrukturen auf den Außenlaibungen aus, Schäden mit erheblichen finanziellen Folgen. Diese können die dynamischen Eigenschaften des Tragwerks so verändern, dass sich ein progressiver, d. h. andauernder Schädigungsprozess entwickelt [15]. Da in Kraftwerken oft die für Reparaturen erforderlichen Stillstandszeiten fehlen, werden Kühlturmschalen heute mit besonderer Dauerhaftigkeit ausgestattet: Sie werden so dimensioniert, dass Risschädigungen erst für (hohe) Windstärken mit niedrigen Auftretenswahrscheinlichkeiten entstehen [3].

Abb. 15 zeigt die Schallengeometrie einschließlich des Wanddickenverlaufs eines älteren Na-

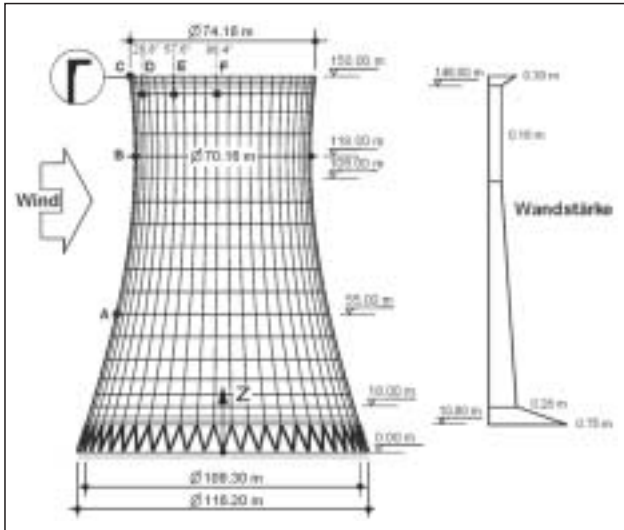


Abb. 15: Geometrie und Wanddickenverlauf eines Naturzugkühlturms

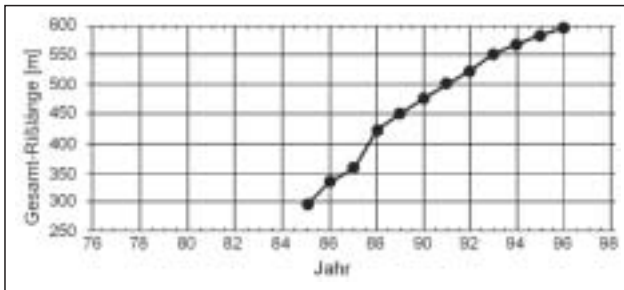


Abb. 16: Beobachteter Jahresverlauf der Gesamt-Risslängen außen

turzugkühlturms aus B 35 und BSt IIIb. Abgestützt wird die Schale durch 50 Paare von V-Stützen mit Rechteckquerschnitt aus B 45, die auf Einzelfundamenten gegründet sind. Die betrachteten Einwirkungen bestehen aus der Eigenlast G , einer Windlast W nach Windzone I der einschlägigen Norm VGB BTR 1979 und der thermischen Wirkung ΔT_{45} infolge einer maximalen Lufttemperatur-Differenz von 45 K (innen wärmer). Zusätzliche hygri-sche Wirkungen von umgerechnet $\Delta T_{hydr} \approx 15K$ führen auf ähnliche Rissbilder wie in den Beobachtungen, deren Gesamt-längen **Abb. 16** wiedergibt.

Die Computersimulationen verwenden versuchs-basierte, komplizierte Materialgesetze für Stahlbeton mit vielfältigen Schädigungskomponenten [19]. **Abb. 17** gibt berechnete Last-Verformungspfade dreier verschiedener Lastfallkombinationen eines Schalenschnittes wieder, abhängig von der Windintensität λ , die auf die Entwurfswindlast bezogen ist. Interessanterweise entstehen für alle Pfade fast identische Versagensfaktoren λ_{krit} zwischen 2.47 und 2.52: Diese Schalenträgerwerke sind unempfindlich gegenüber Vorschädigungen. Natürlich sind Deformationen und Tangentialsteifigkeiten aller drei Pfade unterschiedlich. Erheblich deutlicher bildet diesen

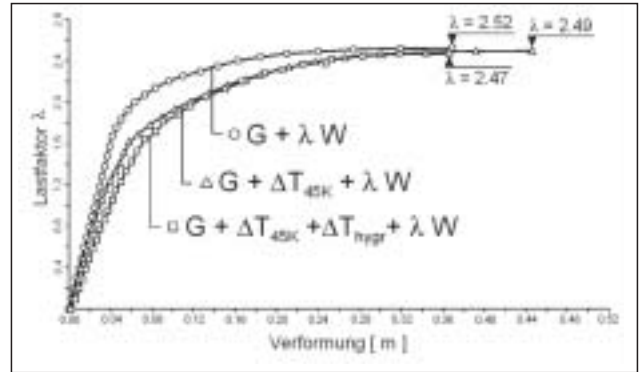


Abb. 17: Last-Verformungspfade mehrerer Lastkombinationen für $z = 143.00 \text{ m}$, $\varphi = 57.6^\circ$

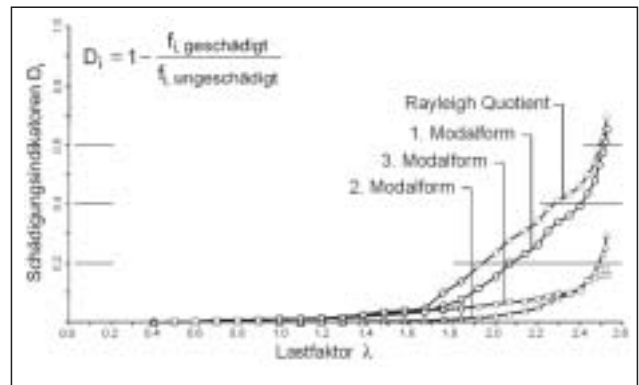


Abb. 18: Entwicklung von Schädigungsindikatoren für $G + \lambda W$

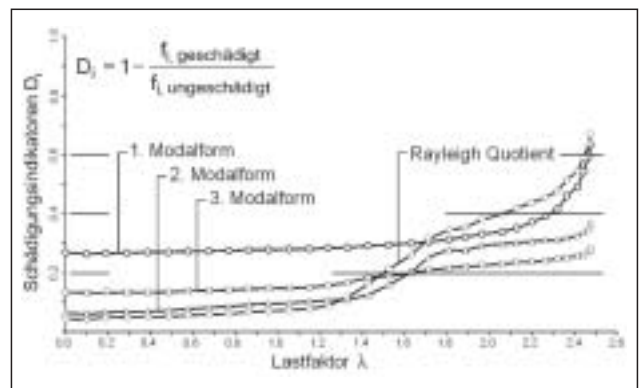


Abb. 19: Entwicklung von Schädigungsindikatoren für $G + \Delta T_{45} + \Delta T_{hydr} + \lambda W$

Aspekt wieder die Schädigungsevolution $D_i(\lambda)$ ab, auf **Abb. 18** diejenigen der drei ersten Eigenfrequenzen für $G + \lambda W$. Der Turm ist bei Windstille ($\lambda = 0$) durch sein Eigengewicht überdrückt. Bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit bei $\lambda \approx 1.2$ ist die Schale fast schädigungsfrei, d. h. ungerissen. Erst danach entwickeln sich beträchtliche Riss-schädigungen, die den starken Anstieg der D_i verursachen und schließlich in das Versagen einmünden.

Abb. 19 zeigt das Szenarium für die kälteste Nacht im Winterbetrieb und unter Berücksichtigung hygri-scher Quellwirkungen auf der feuchten Innen-

laibung: $G + \lambda W + \Delta T_{45} + \Delta T_{hydr}$. Deutlich erkennt man die starke, fast 30%ige Vorschädigung der Schale durch Rissbildung vor Einsetzen des hypothetischen Winterorkans λ . Diese frühen Risse begrenzter Rissweiten können sich im Laufe der Lebenszeit zu breiten Risschäden auswachsen, die dann umfangreiche Reparaturmaßnahmen erforderlich machen.

9 Beispiel: Deteriorationen einer Stahlbeton-Plattenbrücke

Die bisherigen Beispiele lassen vermuten, dass Schädigungsanalysen höchstentwickelte Software erfordern, die kaum jedermann zugänglich ist. Dieser Eindruck ist unrichtig, im Gegenteil: Schädigungsanalysen lassen sich in vielen ingenieurmäßigen Näherungsstufen ausführen, sofern die Tragwerksdeteriorationen von Steifigkeit und Festigkeit wirklichkeitsnah erfasst und modelliert werden können. Dies sei abschließend an einem bewusst einfach analysierten Beispiel gezeigt, der Schädigungsanalyse einer älteren Stahlbetonbrücke.

Der fragliche Überbau, dessen Querschnitt und statisches System **Abb. 20** wiedergibt, ist über 80 Jahre alt und weist erhebliche Schäden auf: Tausalz und Feuchtigkeit taten von oben ihr Werk, an Teilen der Unterseite führten Biegerisse und hohe Karbonatisierungstiefen zu Korrosion des Bewehrungsstahls mit Betonabplatzungen. An vielen Stellen sind Reparaturen erkennbarer, insgesamt musste die Lastklasse der Brücke aufgrund statischer Sicherheitsnachweise zurückgestuft werden.

Eine derartige Vielfalt von Schädigungen erfordert zunächst sorgfältige Baustofferkundungen des

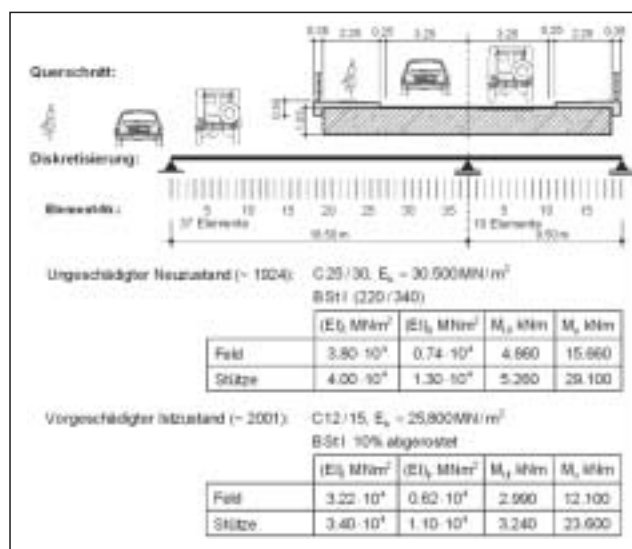


Abb. 20: Querschnitt, Diskretisierung und Schädigungsszenarium einer Stahlbeton-Plattenbrücke

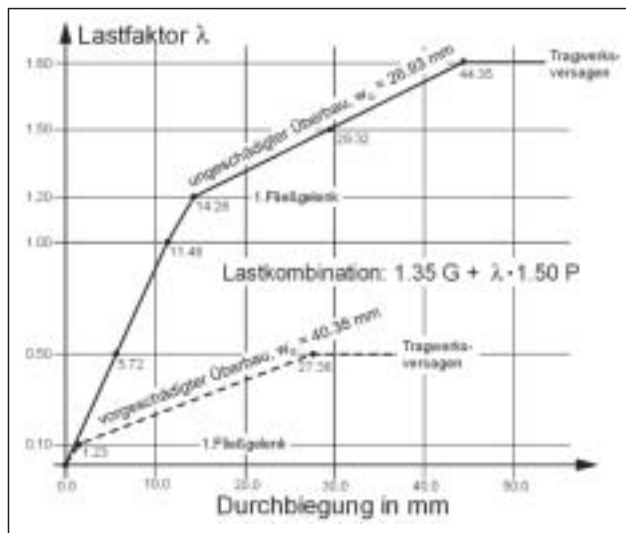


Abb. 21: Last-Verformungspfade für die vertikale Durchbiegung zwischen Element 14 und 15

Ist-Zustandes. Zur Schädigungsbewertung und zur Beantwortung der Frage nach der Restnutzungsdauer wurde hieraus ein empirisch-deskriptives Szenarium vorhandener Deteriorationen [1] [24] aufgestellt, welches vollständig auf die Biegesteifigkeit des Querschnitts bezogen ist. Unterteilt man diese gemäß

$$EI = (EI)_c + (EI)_s \quad (13)$$

in Anteile des Betons und des Stahls, so können unzulässige Rissweiten, Deteriorationen der Betonqualität und Querschnittsschwächungen in $(EI)_c$, Stahlkorrosion in $(EI)_s$ quantifiziert werden. Hieraus entstand das auf **Abb. 20** skizzierte Zustands-Szenarium mit nur zwei Querschnittssteifigkeiten und Grenzmomenten für das Gesamttragwerk in der Terminologie der DIN 1045-1.

Die Tragwerksberechnungen erfolgten nach der Fließgelenktheorie am ausschließlich elastischen Balkenmodell mit 56 Elementen auf der Basis von

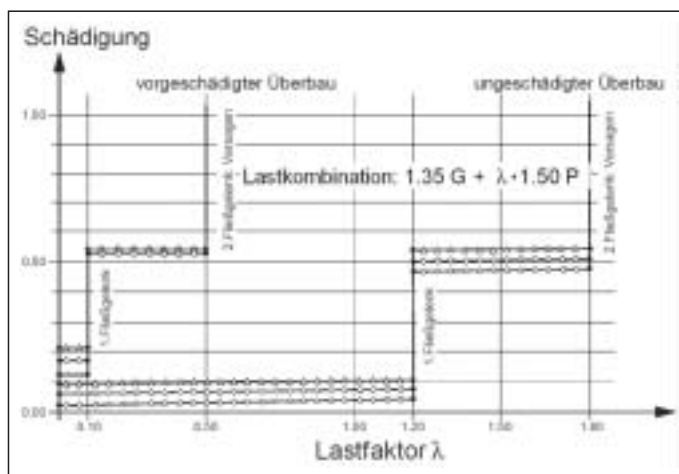


Abb. 22: Schädigungsevolution

Sekantensteifigkeiten. Dabei wurden die Momentenumlagerungen beim Übergang vom Zustand I zum Zustand II bei $M_{I,II}$ manuell-iterativ vorgenommen. Untersucht wurde für Neu- und Ist-Zustand die Lastkombination $1,35 G + \lambda * 1,50 P$, deren Last-Verformungspfade auf **Abb. 21** wiedergegeben sind. Offenbar versagt der Neuzustand, nachgewiesen nach DIN 1045-1, erst bei $\lambda = 1,80$: der Querschnitt war also weit überdimensioniert. Dagegen versagt der Istzustand bereits bei $\lambda = 0,50$: der Überbau ist somit für die Brückenklasse 30/30 nicht mehr sicher.

Für die Schwingungsanalysen wurde ebenfalls das gleiche Balkenmodell von **Abb. 20** eingesetzt. Die hieraus entstehende Tragwerksbeurteilung mittels Lastevolution der Schädigungsindikatoren zeigt **Abb. 22**. Gemeinsam mit den Sicherheitsaussagen der **Abb. 21** erhält man so eine Bewertung der derzeitigen Qualität des geschädigten Überbaus.

10 Nutzungsdauerermittlung und Ausblick

Das vorgestellte Konzept erlaubt Tragwerksbewertungen auf schädigungsmechanischer Grundlage. Die eingeführten Indikatoren D_i verwenden Eigenschaften der tangentialen Tragwerkssteifigkeit K_T und beruhen z.B. auf Eigenfrequenzen ω_i von Schwingungen, welche den zu bewertenden Tragwerkszuständen superponiert werden. Die zugeordneten Modalformen Φ_i^* liefern die Formen schädigungsrelevanten Versagens [20].

Neuzustand:	$\forall D_i = 0$
Kein Qualitätsverlust:	$\max D_i < \sim 0.20$
Vollständiger Versicherungsverlust:	$\exists D_i > \sim 0.60$
Tragwerksversagen:	$\exists D_i = 1.00$

Abb. 23: Theoretische und praktische Grenzen der Schädigungsindikatoren

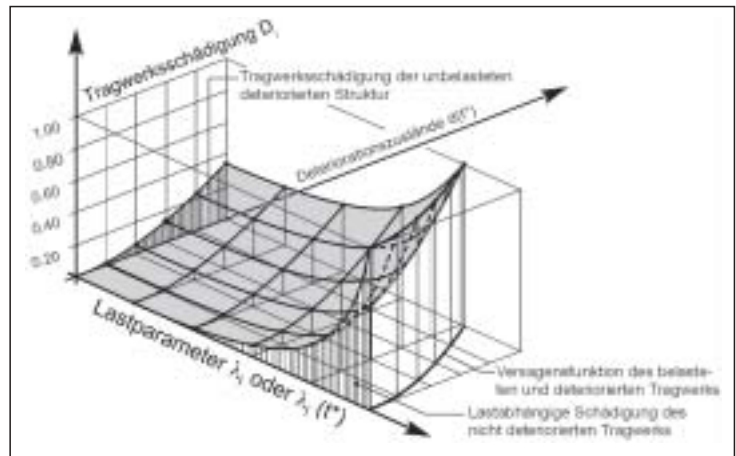


Abb. 24: Lebensdauer-Management für Tragwerke

Jede Schädigungsbeurteilung erfordert eine Bewertungsskala, die **Abb. 23** nach meinen Erfahrungen wiedergibt. Die Abschätzung der Restnutzungsdauer vom Beobachtungszeitpunkt t bis zum Versagenszeitpunkt t_f gemäß **Abb. 2** oder bis zum Zeitpunkt t_d einer maximal tolerierbaren Schädigungsgrenze $D_{i \max}$ setzt natürlich Hypothesen über die weitere Evolution der maßgebenden Deteriorationsprozesse voraus, d.h. über $D_i(t)$. Liegen beispielsweise für den Stahlbetonüberbau aus Kapitel 9 sichere Vermutungen über den Schädigungsfortgang vor, so ist die Extrapolation auf t_d mit gleicher Sicherheit möglich. Hierzu hat sich die Darstellung auf **Abb. 24** bewährt, welche Last-Schädigungsdiagramme für beobachtete Vorschädigungen enthält. Damit lässt sich die Traglastabnahme für diese Deteriorationen an der Versagensfunktion unmittelbar ablesen [13].

Bei Problemstellungen, die auf Beobachtungen basieren, wie der sturmbeanspruchte Kühlturm des Kapitels 8, sind natürlich nur statistische Aussagen möglich. Dann kann man beispielsweise analog zu **Abb. 24** aus dem einer tolerierbaren Schädigungsgrenze $D_{i \max}$ zuzuordnenden Windlastfaktor λ und der Windstatistik des Standortes die Wiederkehrperiode des bauwerkskritischen Sturmereignisses bestimmen, eine statistische Aussage zur Ziellebensdauer. Auch mit neuartigen Konzepten des Computerzeitalters bleibt eben der Blick in die Zukunft mit Unsicherheiten behaftet und Ingenieurdenken gefragt.

Literatur

- [1] ACI Committee 365: Service-Life Prediction – State-of-the-Art Report. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan 2000.
- [2] Bazant, Z. P., Cedolin, L.: Stability of Structures. Oxford University Press, NY 1991.
- [3] Busch, D., Harte, R., Krätzig, W. B., Montag, U.: Der 200 m Naturzugkühlturm Niederaussem aus Hochleistungsbeton. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), 782-791.
- [4] Chen, F.: Numerische Simulation des nichtlinearen Trag- und Schädigungsverhaltens von Stahlbeton-Stabtragwerken bei monotoner und zyklischer Beanspruchung. VDI-Fortschritt-Berichte, Reihe 4, Nr. 171. VDI-Verlag, Düsseldorf 2001.
- [5] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Fassung 7/01.
- [6] Ewins, D. J.: Modal testing: Theory, practice and application. Research Study Press, Baldock 2000.
- [7] Gross, D.: Bruchmechanik, 2. Auflage. Springer-Verlag, Berlin 1996.
- [8] Hahn, H. G.: Bruchmechanik. Teubner Verlag, Stuttgart 1976.
- [9] Kachanov, L.: Introduction to continuum damage mechanics. Martinus Nijhoff, Boston 1992.
- [10] Kamarys, D., Waller, H.: Zur Schadenserkenntnis und -lokalisierung durch experimentelle und neue numerische Methoden der Schwingungsanalyse. Bauingenieur 77 (2002), 69-78.
- [11] Klingmüller, O., Bourgund, U.: Sicherheit und Risiko im Konstruktiven Ingenieurbau. Vieweg, Wiesbaden 1992.
- [12] Krätzig, W. B., Meskouris, K., Noh, S.-Y.: Nichtlineare Nachweiskonzepte zur Schädigungsermittlung von Stahlbetontragwerken. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), 418-427, 500-504.
- [13] Krätzig, W. B., Petryna, Y. S.: Fundamental tools of structural damage indication and lifetime management. In: Stangenberg, F. et al. (eds.), ICLODC 2004, 487-499. RUB-SFB 398, Bochum 2004.
- [14] Krätzig, W. B., Petryna, Y. S.: Assessment of structural damage and failure. Archive of Applied Mechanics 71 (2001) 1-15.
- [15] Krätzig, W. B., Noh, S.-Y.: Über nichtlinear-progressive Schädigungsprozesse von Tragwerken. Bauingenieur 73 (1998), 267-273.
- [16] Krätzig, W. B.: Multi-level modeling technique for elastoplastic structural responses. In: Owen, D. R. J., Onate, E., Hinton, E. (eds.) Computational Plasticity. Proc. 5th Int. Conf., Vol. 1, 457-468. CIMNE, Barcelona 1997.
- [17] Krätzig, W. B., Basar, Y.: Tragwerke 3. Springer-Verlag, Berlin 1997.
- [18] Krajcinovic, D.: Continuum damage mechanics revisited: Basic concepts and definitions. ASME J Appl. Mech. 52 (1985), 829-834.
- [19] Noh, S.-Y.: Beitrag zur numerischen Analyse der Schädigungsmechanismen von Naturzugkühltürmen. Mitteilungen des Lehrstuhls für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen, Heft 4. Aachen, 2001.
- [20] Petryna, Y. S.: Schädigung, Versagen und Sicherheit von Tragwerken des konstruktiven Ingenieurbaus. Ruhr-Universität, Habilitationsschrift, Bochum 2004.
- [21] Pflüger, A.: Stabilitätsprobleme der Elastostatik, 2. Aufl. Springer-Verlag, Berlin 1964.
- [22] Sarja, A., Vesikari, E.: Durability Design of Concrete Structures. Report of the RILEM TC 130-CSL. E. & F. N. Spon, London 1996.
- [23] Schueller, G. I.: Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken. W. Ernst & Sohn, Berlin 1981.
- [24] Stark, J., Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton. Nr. 100 der Schriften der Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar 1995.

Die „Bemessung auf Dauerhaftigkeit“ nach den neuen Betonbaunormen

Die „Expositionsklassen“ der neuen Normen entsprechen nicht mehr den Ergebnissen der alten

Für die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit eines Betonbauwerks müssen nach den neuen Betonbaunormen „Expositionsklassen“ definiert werden. Sie haben eine zentrale Bedeutung, weil mit ihnen die chemischen und physikalischen Einwirkungen (E_d) beschrieben werden, denen ein Tragwerk als Ganzes, einzelne Bauteile, der Spannbeton oder der Beton selbst ausgesetzt sind, soweit sie bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nicht direkt berücksichtigt werden (können). Gegen diese neue Bemessung der Dauerhaftigkeit wird häufig eingewendet, dass auch die „alten“ Normen, also DIN 1045 (Juli 1988), und DIN 4227-1 (Juli 1988) zu Bauwerken mit ausreichender Dauerhaftigkeit geführt hätten. Im folgenden Beitrag wird erläutert, warum dieser Standpunkt einer tiefer gehenden Überprüfung nicht standhalten kann.

Dr.-Ing. Hans-Ulrich Litzner



studierte von 1966 bis 1971 das Bauingenieurwesen an der RWTH Aachen, war Assistent am dortigen Lehrstuhl für Baustatik, promovierte 1979 über die nichtlineare Berechnung von Stahlbetondruckgliedern; nach praktischer Tätigkeit im Ausland trat er 1980 in die Geschäftsstelle des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins

(DBV) ein, dessen Hauptgeschäftsführer er heute ist; 1990 bis 2002 war er als Obmann an der nationalen und europäischen Normung beteiligt. Derzeit wirkt er in den Führungsgremien nationaler und internationaler Vereinigungen, insbesondere des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton mit.

1 Einführung

In DIN 1055-100 [1], auf die in den neuen Betonbaunormen [2] bis [6] Bezug genommen wird, wurden bauartübergreifend „grundlegende Anforderungen“ an Tragwerke des Hoch- und Ingenieurbaus definiert. Sie unterscheiden sich vom Grundsatz her nicht von den entsprechenden Festlegungen in den „alten“ Normen DIN 1045 und DIN 4227, beide Ausgabe Juli 1988 [7], [8], und betreffen die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.

Neu ist, dass [1] sehr deutliche Vorgaben für die Dauerhaftigkeit enthält. In den Abschnitten 4.1 und 4.2 von [1] heißt es hierzu unter anderem:

„4.1 Grundlegende Anforderungen

(...)

(2) Ein Tragwerk muss so bemessen werden, dass seine Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit während der vorgesehenen Nutzungsdauer den in 4.1 (1) vorgegebenen Bedingungen genügen.

(...)

4.2 Dauerhaftigkeit

(1) Das Tragwerk ist so zu bemessen, dass zeitabhängige Eigenschaftsveränderungen die Dauerhaftigkeit und das Verhalten des Tragwerks während der geplanten Nutzungsdauer nicht unvorhergesehen beeinträchtigen. Dabei sind die Umgebungsbedingungen und die geplanten Instandhaltungsmaßnahmen zu berücksichtigen.“

Hingewiesen sei besonders auf den Begriff „vorgesehene Nutzungsdauer“, der in Anhang F zu DIN 1045-2 [3] für den Hochbau mit 50 Jahren angegeben ist, sowie auf die in [1] geforderten „geplanten Instandhaltungsmaßnahmen“. Der zuletzt genannte Begriff bedeutet konkret, dass eine auf das Bauwerk abgestimmte Instandhaltung Bestandteil des neuen Normenkonzeptes ist.

Die Diskussion über die neuen Normen innerhalb der Fachöffentlichkeit konzentriert sich, wenn

man sich auf [2] beschränkt, schwerpunktmäßig auf zwei Kritikpunkte:

- Auf den Umfang der rechnerischen Nachweise, der deutlich über dem nach [7], [8] liegt.
- Auf die Regelungen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit, bei denen die Definition von „Expositionsklassen“ von zentraler Bedeutung ist.

Von den Lesern dieser Zeitschrift wird nun häufig der Einwand geäußert, dass auch die „alten“ Normen [7], [8] bei korrekter Anwendung zu Bauwerken mit ausreichender Dauerhaftigkeit geführt hätten. Hiergegen lassen sich jedoch folgende Argumente anführen:

Unstrittig ist zunächst, dass Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Betontragwerken unmittelbar miteinander verknüpft sind. Ein stark korrodierter Bewehrungsstab (**Abb. 1**) wirkt sich nachteilig auf alle drei „grundlegenden Anforderungen“ im Sinne von [1] aus.

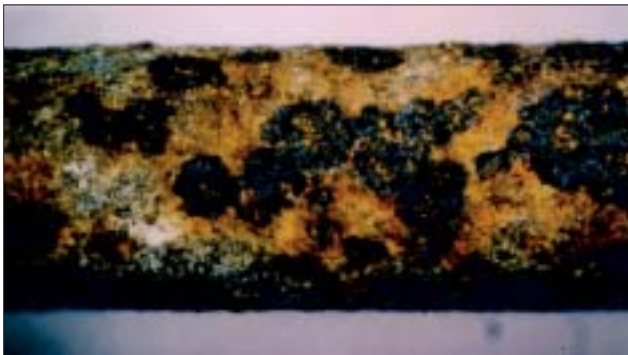


Abb. 1: Bewehrungskorrosion infolge Chloridangriffs (Expositionsklasse XS3)

Darüber hinaus bleibt objektiv festzustellen, dass die „alten“ Normen seit ihrer Erstausgabe im Jahre 1972 bzw. 1978 im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit mehrfach „nachgerüstet“ wurden. Die Veröffentlichungen [9], [10] seien stellvertretend für andere angeführt. Auch bei der seinerzeitigen Überarbeitung der noch gültigen Ausgaben Juli 1988 von DIN 1045 bzw. DIN 4227 [7], [8] betrafen die zentralen Punkte die *Dauerhaftigkeit*: Sie bestanden in einem neuen Rissbreitenkonzept sowie in der Forderung nach einer Mindestbewehrung zur Vermeidung breiter Einzelrisse. Die Schlussfolgerung an dieser Stelle ist also die, dass technische Normen periodisch im Hinblick auf den Stand der Technik zu überprüfen und gegebenenfalls zu aktualisieren sind.

Hieraus lässt sich eine weitere Feststellung ableiten: Die Definition der Umweltbedingungen in Tabelle 10 von DIN 1045 [7] beschreibt die schädigenden Wirkungen auf den Beton, Betonstahl und

Spannstahl nur unvollständig. Der Anwender kann nicht erkennen, ob die Regelungen den Beton oder den Bewehrungsstahl betreffen. Dieser Punkt ist deshalb von Bedeutung, weil Beton- bzw. Stahlkorrosion unter Umständen unterschiedliche betontechnologische Maßnahmen erfordern.

Dies führt zum Stichwort „Betontechnologie“: Diese hat sich seit 1988 grundlegend verändert: Neue Zemente (siehe z. B. Anhang F.3.1 in [3]), neue Technologien bei der Zementherstellung (Stichwort Mahlfeinheit), der Einsatz von Zusatzstoffen aus technischen, wirtschaftlichen und ökologischen Gründen sowie die zunehmende Verwendung von Zusatzmitteln seien an dieser Stelle genannt. Statt von einem Dreikomponentenbaustoff, bestehend aus Zement, Gesteinskörnung und Zugabewasser, muss heute von einem Fünfkomponentenmaterial gesprochen werden, dessen Eigenschaften nicht mehr vollständig durch die „alte“ DIN 1045 [7] erfasst werden.

Ein weiterer, weniger kritischer Punkt betrifft das Vorhaltemaß Δc bei der Betondeckung: Die im Zusammenhang mit der Fassung Juli 2002 des DBV-Merkblattes „Betondeckung und Bewehrung“ [11] zusammengetragenen Erfahrungen bzw. durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass der in [7] enthaltene Wert von $\Delta c = 10$ mm bei einigen Umweltbedingungen *nicht* ausreicht, um die Bewehrung nachhaltig von Korrosionsschäden zu schützen.

Die neue Normengeneration [2] bis [6] bot deshalb Gelegenheit, die zuvor beschriebenen Defizite bezüglich der Dauerhaftigkeit von Betontragwerken in den „alten“ Normen abzubauen und den aktuellen Stand der Technik festzuschreiben. Konzeptionell wurde dabei das allgemeine Nachweisformat in DIN 1055-100 [1] übernommen:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

worin

E_d den Bemessungswert der Einwirkungen

und

R_d den entsprechenden Bauteil- oder Bauwerkswiderstand

bezeichnen.

In Bezug auf die hier behandelte Frage der Dauerhaftigkeit umfasst E_d die Umgebungsbedingungen, denen in [2], [3] und [6] „Expositionsklassen“ zugeordnet sind. Der Bauteil- oder Bauwerkswiderstand R_d ist durch die Einhaltung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln, durch betontechnologische Maßnahmen sowie durch die Verfahren der Bauausführung, die auch Überwachungsmaßnahmen beinhalten, sicherzustellen.

Im Folgenden wird auf die Größen E_d und R_d näher eingegangen.

2 Bedeutung der Expositionsklasse für Planung und Ausführung

Durch den Begriff „Expositionsklassen“ werden die Umgebungsbedingungen, d. h. die chemischen und physikalischen Einwirkungen E_d , beschrieben, denen ein Tragwerk als Ganzes, einzelne Bauteile, der Spann- oder Betonstahl oder der Beton selbst ausgesetzt sind und die bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nicht direkt berücksichtigt werden ([2], Abschnitt 6.2 (1)) oder werden können. Unter Berücksichtigung der bereits mehrfach angesprochenen Forderung nach Dauerhaftigkeit ergibt sich hieraus zwangsläufig, dass – vergleichbar mit Verkehrslasten – die Expositionsklassen im Zuge der Planungsphase festzulegen sind.

Auf dieser Festlegung basieren folgende Regelungen für die Bemessung, Betontechnologie und Ausführung:

- a) Bemessung
 - Festlegung der Mindestbetonfestigkeitsklasse ([2], Abschnitt 6.2);
 - Mindestmaß der Betondeckung ([2], Abschnitt 6.3);
 - Vorhaltemaß der Betondeckung ([2], Abschnitt 6.3 (8) und Tab. 4);
 - Begrenzung der Betondruckspannungen ([2], Abschnitt 11.1.2);
 - Begrenzung der Rissbreiten und Nachweis der Dekompression ([2], Abschnitt 11.2 und Tab. 18, 19).
- b) Betontechnologie
 - Zusammensetzung des Betons ([3], Abschnitt 5 und Anhang F);
 - Wahl der Betonausgangsstoffe ([3], Anhang F, Tab. F.3.1 und F.3.2).
- c) Ausführung
 - Nachbehandlung und Schutz des Betons ([4], Abschnitt 8.7);
 - Festlegung der Überwachungsklassen ([4], Abschnitt 11.5).

Die Expositionsklassen stellen somit ein wichtiges Element für Planung, Betontechnik und Ausführung nach der neuen Normengeneration dar. In Abschnitt 4.2.1 von DIN 1045-1 [2] heißt es deshalb:

„4.2 Zeichnungen

4.2.1 Allgemeine Anforderungen

(...)

(3) Auf den Bewehrungszeichnungen sind insbesondere anzugeben:

– die erforderliche Festigkeitsklasse des Betons, die Expositionsklassen und weitere Anforderungen an den Beton in Übereinstimmung mit den Festlegungen nach 6.2 (Anm.: in DIN 1045-1) und DIN 1045-2.“

DIN 1045-1 enthält somit einen konkreten Hinweis darauf, welche Planungsleistungen im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit zu erbringen sind.

3 Beschreibung der Expositionsklassen

Dem in der Praxis tätigen Tragwerksplaner ist die Tabelle 10 von DIN 1045 (07.88) [7], geläufig: In ihr sind in den Zeilen 1 bis 4 Umweltbedingungen beschrieben, denen das Bauwerk als Ganzes oder seine Teile ausgesetzt sind. In Ergänzung hierzu werden in Abschnitt 6.5.7 von DIN 1045 (07.88) [7] „besondere Eigenschaften“ definiert, die der Beton je nach Beanspruchung oder Bauverfahren aufweisen muss. Diese Unterscheidung wird vom Grundsatz her auch in den neuen Normen [2], [3] und [6] übernommen.

Neben redaktioneller Trennung der Anforderungen in den Abschnitten 6.5.7 bzw. 13.2 von DIN 1045 (07.88) [7] liegt, wie bereits in Kapitel 1 festgestellt, der wesentliche Nachteil der alten Norm in

- der fehlenden klaren Unterscheidung zwischen den Kriterien zum Schutze der Bewehrung und denen zum Schutze des Betons;
- der Tatsache, dass einige, die Dauerhaftigkeit betreffende Regelungen in nicht mehr dem Stand der Technik entsprechen.

Diese Mängel werden in den neuen Normen geheilt: Tabelle 3 in DIN 1045-1 [2] unterscheidet deutlich zwischen Umgebungsbedingungen, die

- infolge Karbonatisierung oder von Chloriden zu einer Korrosion des Beton- und Spannstahls sowie eines eingebetteten Metalls (z. B. „Ankerschieben“) führen (siehe Tabelle 1, Zeilen 2 bis 4);
- eine Zerstörung des Betongefüges zur Folge haben (siehe Tabelle 1, Zeilen 5 bis 7).

Alle weiteren Maßnahmen (Kapitel 2 oben) werden von dieser Einteilung, die durchaus zu sich

Tabelle 1: Kurzbeschreibung der Expositionsklassen in DIN 1045-1 [2] und Einstufungskriterien

Zeile	Angriff auf	Expositionsklasse	Zerstörungsmechanismus	Maßgebendes Einstufungskriterium
	1	2	3	4
1	Beton-, Spannstahl, Beton	X0	kein Korrosions- oder Angriffsrisiko	–
2	Betonstahl, Spannstahl, eingebettetes Metall	XC	Metall- bzw. Bewehrungskorrosion infolge Karbonatisierung	Durchfeuchtungsgrad des Betons oder wechselnd nass und trocken
3		XD	Metall- und Bewehrungskorrosion durch Chloride, ausgenommen Meerwasser	
4		XS	Metall- und Bewehrungskorrosion durch Chloride aus Meerwasser	
5	Beton	XF	Betonangriff durch Frost ohne und mit Taumittel Einsatz	Wassersättigungsgrad des Betons ohne oder mit Taumitteln Einsatz
6		XA	Betonzerstörung durch chemischen Angriff aus der Umgebung	Art und Konzentration des chemischen Mediums
7		XM	Betonangriff durch Verschleißbeanspruchung	Art und Intensität der Verschleißbeanspruchung

widersprechenden Konsequenzen führen kann, abhängig gemacht.

Tabelle 3 in DIN 1045-1 [2] enthält in der Spalte 2 eine grobe Beschreibung der Umgebungsbedingungen (**Tab. 1**, Spalte 3) und in Spalte 3 Beispiele für die Zuordnung. Einen Auszug hieraus zeigt **Tab. 2** für die häufige Expositionsklassenkombination XC und XF.

Wichtig für die praktische Anwendung sind nach Einschätzung des Autors weniger die Beispiele als vielmehr das Verständnis für die Zerstörungsmechanismen auf die Bewehrung oder den Beton (**Tab. 1**, Spalte 3): So nimmt die Angriffsintensität bei den Klassen XC, XD und XS mit wachsendem Durchfeuchtungs- bzw. Wassersättigungsgrad des Betons zu und ist bei wechselnder Durchfeuchtung am größten (**Tab. 2**, Zeilen 1 bis 4). Bei der Klasse XF spielt die Kombination von Wassersättigung und Taumittel Einsatz bzw. Meerwasserkontakt eine Rolle (**Tab. 2**, Zeilen 5 bis 8). Für den chemischen Angriff (Expositionsklassen XA1 bis XA3) sind in Tabelle 2 von [6] kritische Konzentrationen des Mediums (z. B. CO_2 oder SO_4^{2-}) angegeben. Die Expositionsklassen XM1 bis XM3 werden von der Bereifung des die Verschleißbeanspruchung verursachenden Fahrzeugs abhängig gemacht. Eine weitere detaillierte Beschreibung enthalten u. a. [13] und [14].

Hingewiesen sei an dieser Stelle darauf, dass die alleinige Angabe einer Betonfestigkeitsklasse auf

den Bewehrungszeichnungen (z. B. die Klasse C20/25 in Zeile 3, Spalte 5 in **Tab. 2**) zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit von Tragwerken aus Beton, Stahlbeton oder Spannbeton nicht ausreicht. Dies ist nur durch entsprechende betontechnologische Maßnahmen möglich (siehe [3], Tabelle F.2.1, F.2.2, F.3.1, F.3.2 und F.3.3), für die eine präzise Angabe des Zerstörungsmechanismus und damit die eindeutige Bezeichnung der Expositionsklasse der maßgebende Eingangsparameter ist. In diesem Sinne ist der am Ende des Kapitels 2 zitierte Text aus [2] zu verstehen.

Tab. 3 zeigt eine Gegenüberstellung der „Expositionsklassen“ nach alter und neuer DIN 1045. Sie zeigt u. a., dass die Klassen XA3 sowie XM2 und XM3 nicht in vergleichbarer Form in DIN 1045 (07.88 [7]) enthalten waren. Dies unterstützt die Aussage, dass [7] nicht mehr in allen Punkten dem Wissensstand auf dem Gebiet der Dauerhaftigkeit entspricht.

4 Betondeckung

Die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, die in Gl. (1) durch das Symbol R_d gekennzeichnet ist, hängt in hohem Maße von der Betondeckung c ab. **Tab. 4** enthält die in [2] aus Korrosionsschutzgründen vorgegebenen Mindestwerte der Betondeckung c_{min} in mm, und zwar für Stahlbeton bzw. vorgespannte Tragwerke. Der Vergleich mit den „alten“ Regelwerken [7] und [8] zeigt, dass sich die Werte in der neuen DIN 1045-1 [2] nicht wesentlich unterscheiden. Unberücksichtigt bleiben bei diesem Vergleich bauwerksspezifische Festlegungen wie z. B. in [18] und [19].

Die vorstehende Aussage bezüglich der Größe von c_{min} gilt nicht für das Vorhaltemaß Δc , das in den Expositionsklassen XC2 bis XC4, XD und XC gegenüber [7] um 5 mm angehoben wurde.

Die Begründung für diese Verschärfung ist in [11] gegeben: Das Vorhaltemaß Δc soll sicherstellen,

Tabelle 2: Definition der Expositionsklassen XC und XF in DIN 1045-1 [2]

Zeile	Zerstörungsmechanismus	Expositionsklasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele	Mindestbetonfestigkeitsklasse nach Tab. F.2.1 u. F.2.2 in [3]
1		2	3	4	5
1	Metall- oder Bewehrungskorrosion infolge Karbonatisierung	XC1	Trocken oder ständig nass	Bauteile in Innenräumen mit normaler Luftfeuchte (einschließlich Küche, Bad und Waschküche in Wohngebäuden); Bauteile, die sich ständig unter Wasser befinden	C16/20
2		XC2	Nass, selten trocken	Teile von Wasserbehältern; Gründungsbauteile	C16/20
3		XC3	Mäßige Feuchte	Bauteile, zu denen die Außenluft häufig oder ständig Zugang hat, z. B. offene Hallen; Innenräume mit hoher Luftfeuchte, z. B. in gewerblichen Küchen, Bädern, Wäschereien, in Feuchträumen von Hallenbädern und in Viehställen	C20/25
4		XC4	Wechselnd nass und trocken	Außenbauteile mit direkter Beregnung; Bauteile in Wasserwechselzonen	C25/30
5	Betonangriff durch Frost ohne und mit Taumittelseinsatz	XF1	Mäßige Wassersättigung ohne Taumittel	Außenbauteile	C25/30
6		XF2	Mäßige Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	Bauteile im Sprühnebel- oder Spritzwasserbereich von taumittelbehandelten Verkehrsflächen, soweit nicht XF4; Bauteile im Sprühnebelbereich von Meerwasser	C25/30 mit LP ¹⁾ C35/45 ohne LP ³⁾
7		XF3	Hohe Wassersättigung ohne Taumittel	Offene Wasserbehälter; Bauteile in der Wasserwechselzone von Süßwasser	C25/30 mit LP C35/45 ohne LP ³⁾
8		XF4	Hohe Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	Bauteile, die mit Taumitteln behandelt werden; Bauteile im Spritzwasserbereich von taumittelbehandelten Verkehrsflächen mit überwiegend horizontalen Flächen, direkt befahrene Parkdecks ²⁾ ; Bauteile in der Wasserwechselzone von Meerwasser; Räumleraufbahnen von Kläranlagen	C30/37 mit LP, Betone ohne LP nicht zulässig!

¹⁾ LP: Beton mit künstlich eingeführten Luftporen; ²⁾ Ausführung nur mit zusätzlichen Maßnahmen (z. B. rissüberbrückende Beschichtung); ³⁾ nach [12] C30/37

dass der Mindestwert der Betondeckung c_{min} im Bauteil mit ausreichender Zuverlässigkeit eingehalten wird. Umfangreiche Messungen haben ergeben, dass c_{min} bei einem Vorhaltemaß $\Delta c = 10$ mm im Regelfall als 10 %-Quantilwert eingehalten ist. Diese Zuverlässigkeit reicht für Bauteile in der Expositionsklasse XC1 (Umgebungsbedingungen trocken oder ständig nass) aufgrund der bisherigen Erfahrungen aus.

Erhöht man das Vorhaltemaß Δc auf 15 mm, so wird in der Regel der Mindestwert c_{min} als 5 %-Quantil eingehalten, oder, anders ausgedrückt, bei der statistischen Auswertung von unendlich vielen Messwerten c liegen nur 5 % unter dem Mindestwert c_{min} . Zur Erzielung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit im Sinne der in [1] definierten „grundlegenden Anforderungen“ (Kapitel 1 oben) ist nach [2] in den zu-

vor genannten Expositionsklassen das durch das 5 %-Quantil definierte Zuverlässigkeitsniveau erforderlich. Als Folge wurde das Vorhaltemaß Δc auf 15 mm festgelegt.

Die vorstehenden Zusammenhänge sind in **Abb. 2** erläutert: An einem Bauteil werden die Ist-Werte der Betondeckung gemessen (**Abb. 2a**), wobei die Anzahl willkürlich zu $n = 35$ angenommen wurde. Für Planung und Ausführung sei das Vorhaltemaß zu $\Delta c = 10$ mm angenommen.

In **Abb. 2b** sind die Werte nach dem Neville-Verfahren [11] ausgewertet. Unterstellt man die Expositionsklasse XD1 mit einem Mindestmaß der Betondeckung von $c_{min} = 40$ mm (vgl. **Tab. 4**, Zeile 3, Spalte 2, liegen in **Abb. 2b** 29 % unterhalb dieses

Tabelle 3: Zuordnung der Betoneigenschaften nach DIN 1045 (07.88) bzw. DAfStb-Richtlinien [15], [16] zu Beton nach DIN EN 206-1 (nach [17])

Zeile	DIN 1045: 1988-07 bzw. DAfStb-Richtlinie		DIN EN 206-1 bzw. DIN 1045-2/Expositions-klassen bzw. Abschnitt
	Abschnitt	Inhalt	
	1	2	3
1	6.5.5.1	Unbewehrter Beton	X0
2	6.5.1, 6.5.5.1	Innenbauteil	XC1
3	6.5.1, 6.5.5.1	Außenbauteil	XC4/XF1
4	6.5.7.2	Wasserundurchlässiger Beton	DIN 1045-2, 5.5.3
5	6.5.7.3	Beton mit hohem Frostwiderstand	XC4/XF1
6	6.5.7.4	Beton mit hohem Frost- und Tausalzwiderstand	XF4
7	6.5.7.4	Beton mit hohem Frost- und Tausalzwiderstand, sehr starker Frost, Tausalzangriff	XF4
8	6.5.7.5	Beton mit hohem Widerstand gegen schwachen chemischen Angriff	XA1
9	6.5.7.5	Beton mit hohem Widerstand gegen starken chemischen Angriff	XA2
10	6.5.7.5	Beton mit hohem Widerstand gegen sehr starken chemischen Angriff	XA2
11	6.5.7.6	Beton mit hohem Verschleißwiderstand	XM1
12	6.5.7.7	Beton für hohe Gebrauchstemperaturen bis 250 °C	DIN 1045-2, 5.3.6
13	6.5.7.8	Beton für Unterwasserschüttung (Unterwasserbeton)	DIN 1045-2, 5.3.4
14	[15]	Hochfester Beton	DIN EN 206-1, 3.1.10
15	[16]	Fließbeton	DIN 1045-2, 3.1.51

dass die Vergrößerung von Δc auf 15 mm zu gegenüber **Abb. 2a** um 5 mm größeren Ist-Werten der Betondeckung c führt. Deren Verteilung wird somit in Richtung der Abszisse in **Abb. 2c** verschoben. Man erkennt, dass unter diesen Annahmen das Maß $c = 40$ mm dem 4%-Quantil entspricht und die Anforderungen in [1], [2] bezüglich der Dauerhaftigkeit erfüllt sind.

Die Schlussfolgerung besteht also darin, je nach Bauaufgabe ein ausreichend großes Vorhaltemaß zu wählen, damit das geforderte Dauerhaftigkeitsniveau erreicht

wertes. Die Anforderungen in DIN 1045-1 [2] sind somit nicht erreicht.

In **Abb. 2c** wurde vereinfachend angenommen,

wird. In diesem Zusammenhang sei auf die Absätze (10) und (11) des Abschnittes 6.3 in DIN 1045-1 [2] verwiesen.

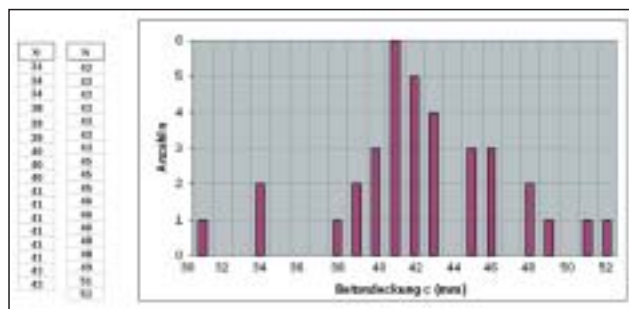


Abb. 2a: Auswertung von Messwerten der Betondeckung; a) Messwerte der Betondeckung ($n = 35$) bei $\Delta c = 10$ mm;

5 Rechnerische Nachweise der Gebrauchstauglichkeit

Die rechnerischen Nachweise nach Abschnitt 11 in DIN 1045-1 [2], insbesondere die nach den Unterabschnitten 11.1 und 11.2, die die Begrenzung der Spannungen bzw. der Rissbreiten zum Gegenstand haben, sind ebenfalls darauf abgestellt, die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen zu

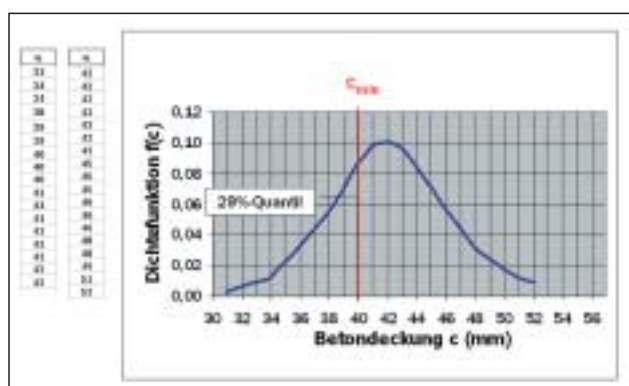


Abb 2b: Auswertung nach [11];

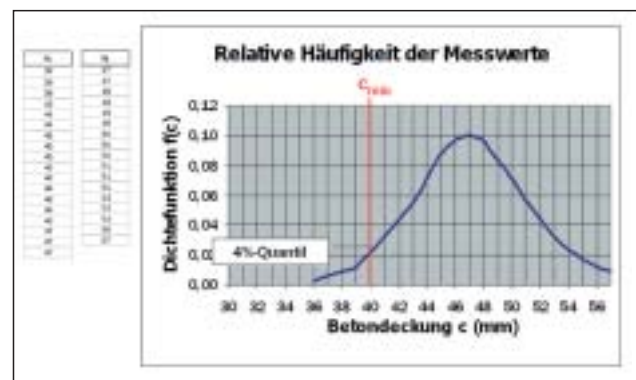


Abb. 2c: Messwerte der Betondeckung und deren Auswertung nach [11] bei $\Delta c = 15$ mm

Tabelle 4: Mindestbetondeckung c_{min} nach DIN 1045-1 [2] zum Schutz gegen Korrosion und Vorhaltemaß Δc in Abhängigkeit von der Expositions-klasse

Zeile	Expositions-klasse	Betonstahl	Mindestbetondeckung c_{min} in mm bei Spannstahl mit		Vorhaltemaß Δc in mm
			sofortigem Verbund	nachträglichem Verbund	
	1	2	3	4	5
1	XC1	10 (10) ¹⁾	20 (20) ²⁾	20 (40) ³⁾	10 (10) ¹⁾
2	XC2	20 (20)	30 (30)	30 (40)	15 (10)
	XC3	20 (20)	30 (30)	30 (40)	
	XC4	25 (25)	35 (35)	35 (40)	
3	XD1	40 (40)	50 (50)	50 (40)	15 (10)
	XD2				
	XD3				
4	XS1	40 (40)	50 (50)	50 (40)	15 (10)
	XS2				
	XS3				

¹⁾ Klammerwerte in dieser Spalte nach Tabelle 10 in DIN 1045, Ausgabe 07.88 [7]
²⁾ Klammerwerte in dieser Spalte nach DIN 4227-1, Ausgabe 07.88 [8], Abschnitt 6.2.3 (2)
³⁾ Klammerwerte in dieser Spalte nach DIN 4227-1, Ausgabe 07.88 [8], Abschnitt 6.2.1, sofern nicht der 0,6fache Innen-Durchmesser des Hüllrohrs maßgebend wird.

sichern. Neu ist jedoch, dass in Abschnitt 11.1.2 (1) von DIN 1045-1 [2] gegenüber [7] auch für Stahlbetonbauteile Spannungsnachweise für den Beton verlangt werden. Auch hier spielen die Expositions-klassen XD, XS und XF (**Tab. 1**) eine wesentliche Rolle.

Der Nachweis

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} \quad (2)$$

(σ_c : Betondruckspannung unter der seltenen Einwirkungskombination;

f_{ck} : charakteristische Druckfestigkeit des Betons)

nach dem zuvor zitierten Abschnitt hat das Ziel, eine Gefügestörung des Betons als Folge zu hoher Gebrauchsspannungen zu vermeiden. Durch derartige Störungen kann in den Expositions-klassen XD und XF eine flächige Chloridkorrosion eingeleitet werden ([14], Erläuterungen zu Abschnitt 11.1.2), die sich besonders nachteilig auf die Dauerhaftigkeit auswirkt (**Abb. 1**).

Eine Frostbeanspruchung des Betons (Expositions-klasse XF) hat ebenfalls Gefügezerstörungen zur Folge. Durch den zitierten Abschnitt in DIN 1045-1 [2] ist sichergestellt,

dass sich die genannten beiden Ursachen für Betonschäden nicht überlagern.

Die Regelungen in den Abschnitten 11.1.3 und 11.1.4 (1) sollen ein Fließen der Bewehrung unter Gebrauchsbedingungen und somit die Bildung breiter, die Korrosion fördernder Einzelrisse verhindern. Dies leitet zum Abschnitt 11.2 in DIN 1045-1 [2] mit der Überschrift „Begrenzung der Rissbreiten und Nachweis der Dekompression“ über.

Der Aufbau dieses Kapitels in [2] entspricht sehr weitgehend dem in der Ausgabe 07.88 von DIN 1045: neben der Forderung nach einer Mindestbewehrung (Abschnitt 11.2.2 in [2]) ist die Rissbreite unter Lastbeanspruchung zu begrenzen (Abschnitt 11.2.3 und 11.2.4).

Unterschiede zwischen [2] und [7] bestehen zunächst darin, dass

- das Konzept in [2] auf Spannbetonbauteile erweitert wurde;

- unterschiedliche Rissformeln zugrunde liegen (siehe hierzu [14] und [20]). Hierauf wird jedoch an dieser Stelle nicht im Einzelnen eingegangen.

Die Aufgabe bei der Abfassung des Abschnittes 11.2 in DIN 1045-1 [2] bestand zunächst darin, die unterschiedlichen Nachweiskonzepte in den „alten“ Normen [7] und [8] zusammenzuführen. Dies geschah durch die Definition so genannter Mindestanforderungsklassen (**Tab. 5**), die ihrerseits von den Expositions-klassen XC, DC und XS abhängig sind

Tabelle 5: Mindestanforderungsklassen B bis F in [2] zur Begrenzung der Rissbreite und zum Nachweis der Dekompression in Abhängigkeit von den Expositions-klassen

Zeile	Expositions-klasse	Anforderungsklasse als Funktion der Vorspannart:			
		Vorspannung mit nachträglichem Verbund	Vorspannung mit sofortigem Verbund	Vorspannung ohne Verbund	Stahlbetonbauteile
	1	2	3	4	5
1	XC1	D	D	F	F
2	XC2, XC3, XC4	C ¹⁾	C	E	E
3	XD1, XD2, XD3 ²⁾	C ¹⁾	B	E	E
4	XS1, XS2, XS3	C ¹⁾	B	E	E

¹⁾ Wird der Korrosionsschutz anderweitig sichergestellt, darf die Anforderungsklasse D verwendet werden. Hinweise enthalten die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Spannverfahren.
²⁾ Im Einzelfall können zusätzlich besondere Maßnahmen für den Korrosionsschutz notwendig sein.

Tabelle 6: Anforderungen in [2] an die Begrenzung der Rissbreiten und an den Nachweis der Dekompression

Zeile	Anforderung klasse	Einwirkungskombination für den Nachweis der		Rechenwert der Rissbreite w_k (mm)
		Dekompression	Begrenzung der Rissbreite	
	1	2	3	4
1	A	selten	–	
2	B	häufig	selten	0,2
3	C	quasi-ständig	häufig	
4	D	–	häufig	
5	E	–	quasi-ständig	0,3
6	F	–	quasi-ständig	0,4

und die vom Grundsatz her den derzeitigen status quo von der „vollen Vorspannung“ im Sinne von [8] bis zum „Vorspanngrad Null“ in [7] abbilden.

Das Prinzip besteht darin, für eine Expositions-kategorie und bei einem Lastniveau rechnerische Nachweise zu definieren, die die Dauerhaftigkeit von Stahl- bzw. Spannbetonbauteilen sicherstellen. Das Ergebnis ist in **Tab. 6** wiedergegeben.

Klasse A, die in [19] für den Betonbrückenbau von Bedeutung ist, beinhaltet den Nachweis, dass der Betonquerschnitt unter der hohen „seltenen“ Einwirkungskombination im Sinne von [1] überdrückt bleibt. Klasse F beinhaltet Rechenwerte der Rissbreite von $w_k = 0,4$ mm in Stahlbetonbauteilen in der Expositions-kategorie XD1 bei quasi-ständigen Einwirkungen. Die dazwischen liegenden Nachweise werden in Abhängigkeit von Expositions-kategorien und dem Lastniveau abgestuft.

Den Leser dieser Zeitschrift interessiert die Frage, ob die Neuregelungen in [2] zu einer höheren Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite führen. **Tab. 7** belegt, dass die Tendenz nicht einheitlich ist: aus den Vergleichen in den Spalten 2 und 3

Tabelle 7: Vergleich der Grenzdurchmesser d_s^* zur Begrenzung der Rissbreite in Abhängigkeit von w_k nach [2] und [7] bzw. [20]

Zeile	Stahlspannung σ_s in N/mm ²	Rechenwert der Rissbreite			
		$w_k = 0,4$ mm		$w_k = 0,2$ mm	
		d_s^* nach [2]	d_s^* nach [7]	d_s^* nach [2]	d_s^* nach [7]
	1	2	3	4	5
1	160	56	36	28	25
2	200	36	36	18	16
3	240	25	28	13	12
4	280	18	25	9	8
5	320	14		7	
6	360	11	16 ¹⁾	6	5 ¹⁾
7	400	9	10	5	4
8	450	7	8	4	– ²⁾

¹⁾ für $\sigma_s = 350$ N/mm², ²⁾ Nachweis über genauere Rissformel in [20]

bzw. 4 und 5 kann man schließen, dass [7] bei kleineren rechnerischen Rissbreiten w_k zu höheren Mindestbewehrungen und zu schärferen Begrenzungen des Stabdurchmessers des Betonstahls führt. Eine allgemeine, pauschale Aussage ist in diesem Zusammenhang jedoch nicht möglich. Zu berücksichtigen bleibt jedoch, dass die in Kapitel 3 beschriebenen Expositions-kategorien im Vergleich zu [7] höheren Betonfestigkeits-kategorien und damit zu einer höheren Zugfestigkeit f_{ctm} und somit zu höheren Mindestbewehrungsquerschnitten führen können.

6 Konstruktionsregeln

Abschnitt 6.1 (2) in [2] enthält den deutlichen Hinweis darauf, dass die bislang beschriebenen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit die Einhaltung der Bewehrungs- und Konstruktionsregeln in DIN 1045-1 [2] voraussetzen. Im Prinzip geht es dabei darum, das Bauteil so konstruktiv durchzubilden, dass es im Fertigteilwerk oder auf der Baustelle überhaupt hergestellt werden kann. Gegen dieses durchaus einsehbar Prinzip wird in der Praxis häufig verstoßen. Dies gilt insbesondere für die Einhaltung der Stababstände.

Hingewiesen sei an dieser Stelle besonders auf eine Regelung in DIN 1045-1 [2], Abschnitt 12.2, die in dieser Form nicht in DIN 1045 (07.88) [7] enthalten war. Sie lautet:

„12.2 Stababstände von Betonstählen

(...)

(2) Der lichte Abstand (horizontal und vertikal) zwischen parallelen Einzelstäben oder Lagen paralleler Stäbe darf nicht unter 20 mm liegen, muss jedoch mindestens gleich dem Durchmesser des größten Stabes sein. Sofern nicht besondere Maßnahmen zum Einbringen und Verdichten des Betons getroffen werden, dürfen diese Abstände bei einem Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung $d_g > 16$ mm nicht kleiner als $d_g + 5$ mm sein.“

Der zweite Satz macht die in den neuen Betonbaunormen beabsichtigte Verknüpfung von Planung, Betontechnologie, Ausführung und Dauerhaftigkeit deutlich: Die Regelung zielt dar-

auf ab, Fehlstellen im Beton, z. B. so genannte „Kiesnester“, zu vermeiden. Erlauben beispielsweise Querschnittsgeometrie und Bewehrungsführung nicht den Einsatz eines Größtkorns $d_g = 32$ mm, so ist, wie ausdrücklich gefordert, auf den Bewehrungszeichnungen darauf hinzuweisen. Umgekehrt kann der mit einem kleineren Größtkorndurchmesser verbundene größere Zementleimbedarf zu einer höheren Betonzugfestigkeit oder Hydratationswärme führen, die im Umkehrschluss u. U. bei der Tragwerksplanung zu berücksichtigen ist.

7 Beispiel Außenbauteil

Die vorstehenden Zusammenhänge sollen nochmals anhand eines Übersichtsbeispiels zusammengefasst werden.

Als Außenbauteile werden in DIN 1045 (07.88) [7], Abschnitt 2.1.1 (2), solche Stahlbetonbauteile definiert, die der Witterung unmittelbar ausgesetzt sind. Diese Definition gilt sinngemäß auch für vorgespannte Bauteile [8].

Der Begriff „der Witterung unmittelbar ausgesetzt“ bezeichnet im Hinblick auf die Bewehrungskorrosion eine wechselnde Durchfeuchtung des Betons, z. B. durch direkte Beregnung und damit einhergehender Karbonatisierung, sowie bezüglich des Betonangriffs eine mäßige Wassersättigung ohne

Taumittleinsatz. Diese klare Unterscheidung der Zerstörungsmechanismen wurde in DIN 1045-1 [2], Abschnitt 6.2, aufgenommen (**Tab. 2**, Zeilen 4 und 5, Spalte 3).

Zur Sicherstellung eines ausreichenden Bauteilwiderstandes definiert DIN 1045 (07.88) [7] in Abschnitt 2.1.2 (4), 1), einen „Beton für Außenbauteile“ wie folgt:

„Beton für Außenbauteile ist Beton, der so zusammengesetzt, fest und dicht ist, dass er im oberflächennahen Bereich gegen Witterungseinflüsse einen ausreichend hohen Widerstand aufweist und dass der Bewehrungsstahl während der gesamten vorausgesetzten Nutzungsdauer in einem korrosionsschützenden, alkalischen Milieu verbleibt.“

Diese Definition gilt uneingeschränkt auch für DIN 1045-1 [2].

Tab. 8 zeigt einen Vergleich der Bemessungskriterien, die zur Erfüllung der zuvor beschriebenen Anforderungen an einen „Beton für Außenbauteile“ beachtet werden müssen. Man erkennt, dass die Regelungen in DIN 1045-1 [2] und DIN 1045 (07.88) [7] in weiten Bereichen durchaus vergleichbar sind. Dies gilt z. B. für die Mindestbetondruckfestigkeit (**Tab. 8**, Zeile 2), die vom Grundsatz her eine grobe Umschreibung der Betonzusammensetzung darstellt.

Die Verknüpfung von Last- und Dauerhaftigkeitskriterien wird aus in **Tab. 8**, Zeile 3 deutlich: Ei-

Tabelle 8: Vergleich der Regelungen für Außenbauteile aus Stahlbeton in DIN 1045 (07.88) [7] und DIN 1045-1 [2]

Zeile	Bemessungskriterium	Regelungen in		Bemerkung
		DIN 1045 (07.88) [7]	DIN 1045-1 [2]	
	1	2	3	4
1	Umgebungsbedingungen	[7], Tab. 10, Zeile 3	[2], Tab. 3: XC4, XF1	
2	Mindestbetonfestigkeitsklasse	[7], 6.5.2 (4), Fußn. 12) : $\beta_{WN} \geq 32 \text{ N/mm}^2$	XC4: C25/30 XF1: C25/30	β_{WN} : Nennwert der Betondruckfestigkeit
3	Spannungsbegrenzung im Gebrauchszustand	keine	$\sigma_{c,rare} \leq 0,6 f_{ck}$	Betondruckspannung unter der seltenen Einwirkungskombination
4	Mindestanforderungsklasse	keine vergleichbare Regelung	[2], Tab. 19: Klasse E	
5	Rechenwert der Rissbreite	$w_{cal} = 0,25 \text{ mm}$	$w_k = 0,30 \text{ mm}$	für die quasi-ständige Einwirkungskombination; [20]
6	Mindestbetondeckung (Korrosionsschutz für die Bewehrung)	$\min c = 25 \text{ mm}$	$c_{min} = 25 \text{ mm}$	
7	Vorhaltemaß der Betondeckung	$\Delta c = 10 \text{ mm}$	$\Delta c = 15 \text{ mm}$	
8	Vorgaben zur Betonzusammensetzung	[7], 6.5.2 (4), 6.5.4 (2), 6.5.5.1 (3), 6.5.6.1 (2)	DIN EN 206-1 [6], DIN 1045-2 [3], Abschn. 5; [3], Anhang F	

ne Frostbeanspruchung (hier XF1) führt – wie bereits in Kapitel 5 ausgeführt – zu Gefügestörungen im Beton. Um eine zusätzliche Beeinträchtigung der Betonstruktur durch Mikrorisse als Folge hoher Druckspannungen zu vermeiden, ist eine Beschränkung der Betondruckspannung unter der seltenen Einwirkungskombination auf

$$\sigma_{c,rare} \leq 0,6 f_{ck} \quad (3)$$

f_{ck} : charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit

erforderlich, sofern „keine anderen Maßnahmen“ zur Vermeidung von Gefügezerstörungen im Beton getroffen werden. Zu diesen Maßnahmen zählen u. a. eine Erhöhung der Betondeckung in der Druckzone oder deren Umschnürung durch eine Querbewehrung

– Maßnahmen also, durch die die lokale Beanspruchung in Bereichen, in denen Chloride oder Frost wirken, herabgesetzt wird. Auch der Einsatz von Luftporenbildern ist hier zu nennen (Kapitel 3 und Tab. 2).

Von praktischer Bedeutung ist auch die Vergrößerung des Vorhaltemaßes Δc der Betondeckung von 10 auf 15 mm, insbesondere für filigrane Bauteile des Fertigbaus und Hochbaus. Begründungen für diese Verschärfung gegenüber [7] finden sich in [11] und [14]. Sie wird durch die im Zusammenhang mit der Neufassung von [11] durchgeführten Messungen der Betondeckungen bestätigt.

Weitere Beispiele mit den entsprechenden Hinweisen finden sich in [21].

Literatur

- [1] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung. Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Ausgabe März 2001.
- [2] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Ausgabe Juli 2001.
- [3] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 2: Beton. Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Ausgabe Juli 2001.
- [4] DIN 1045-3: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 3: Bauausführung. Ausgabe Juli 2001.
- [5] DIN 1045-4: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen. Ausgabe Juli 2001.
- [6] DIN EN 206-1: Beton. Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Ausgabe Juli 2001.
- [7] DIN 1045: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung. Ausgabe Juli 1988.
- [8] DIN 4227-1: Spannbeton; Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Ausgabe Juli 1988.
- [9] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb): Richtlinie zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Fassung März 1983.
- [10] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie zur Änderung von DIN 4227-Teil 1: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung (Ausgabe 12.79.). Fassung Juli 1985.
- [11] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V.: DBV-Merkblatt „Betondeckung und Bewehrung“, Fassung Juli 2002. Berlin: Selbstverlag 2002.
- [12] DIN 1045-2/A1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. A1-Änderung. Entwurf Juni 2004.
- [13] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V. (Hrsg.): Betonherstellung und Verwendung nach neuer Norm. Berlin: Verlag Ernst & Sohn 2003.
- [14] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb) (Hrsg.): Erläuterungen zu DIN 1045-1. Heft 525 der Schriftenreihe des DAfStb. 1. Auflage, September 2003. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [15] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb): Richtlinie für hochfesten Beton; Ergänzung zu DIN 1045 (07.88) für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115. Fassung August 1995.
- [16] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb): Richtlinie für Fließbeton; Herstellung, Verarbeitung und Prüfung. Fassung August 1995.
- [17] Hartz, U.: Neues Normenwerk im Betonbau. Bauaufsichtliche Einführung beschlossen – Festlegungen und Konsequenzen. Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt), Heft 1/2002, Seiten 2 bis 6.
- [18] DIN 1075: Betonbrücken; Bemessung und Ausführung. Ausgabe April 1981.
- [19] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Ausgabe 2003.
- [20] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb): Erläuterungen zu DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Ausgabe 07.88. Heft 400 der DAfStb-Schriftenreihe. Berlin: Beuth Verlag GmbH 1989.
- [21] Meyer, L., und Litzner, H.-U.: „Bemessung auf Dauerhaftigkeit“. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 10, Seiten 635 bis 644.

Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton

Der „Geist“ der DAfStb-Richtlinie weist die WU-Planung den Baubeteiligten als eine Gemeinschaftsaufgabe zu

WU-Bauwerke – also Weiße Wannen – wurden und werden mit sehr unterschiedlicher Qualität geplant und ausgeführt. Das Wissen über wasserundurchlässigen Beton ist selbst unter den Fachleuten mit sehr unterschiedlicher Prägnanz verteilt, vor allem den Tragwerksplanern und den bauausführenden Firmen ermangelt es gelegentlich jener Kenntnisse, die für ein mangelfreies WU-Bauwerk nötig wären. Juristische Auseinandersetzungen sind die Folgen, Querelen allerdings, die man auf allen Seiten vermeiden könnte, wenn man die Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton angemessen kennen und richtig anwenden würde, die seit November vergangenen Jahres vorliegt. Ihre bautechnischen Intentionen und ingenieurwissenschaftlichen Inhalte beschreibt der folgende Beitrag – mit den jeweiligen Auswirkungen auf Planung, Prüfung und Bauausführung.

Univ. Prof. Dr.-Ing. György Iványi



studierte das Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Budapest (Diplom 1962); bis Mitte 1965 war er Bauleiter in Ungarn, von 1965 bis 1978 wissenschaftlicher Mitarbeiter an der TU Braunschweig, zuletzt Oberingenieur am Institut von Professor Kordina; seit 1978 lehrt und forscht er auf zahlreichen Gebieten des Betonbaus am Institut für Massivbau der Universität

Essen; aktive Betätigung in der Normungsarbeit, zuletzt Obmann der WU-Richtlinie; seit 1979 Prüfingenieur für Baustatik; Emeritus seit März 2004.

1 Einführung

Teilweise oder vollständig ins Erdreich eingebettete Bauwerke aus Beton, bei denen der Beton die lastabtragende Funktion und die Funktion der Wasserundurchlässigkeit grundsätzlich auch ohne zusätzliche Abdichtungsmaßnahmen übernimmt, werden als WU-Bauwerke, umgangssprachlich als „weiße Wannen“, bezeichnet. Die Bauweise wird im allgemeinen Hoch- und Wirtschaftsbaubereich seit mehr als 40 Jahren praktiziert, der Bau von Becken und Behältern des Wasser- und Abwasserbereichs nach vergleichbaren Prinzipien blickt auf eine noch längere Erfahrung zurück. Über technische Einzelheiten dieser Bauweise wird in zahlreichen Veröffentlichungen berichtet, für grundsätzliche, den jeweiligen Stand der Wissenschaft und Technik widerspiegelnde Monografien mit umfangreichen Literaturangaben wird auf [1] bis [6] verwiesen.

Die Erzielung einer definierten Wasserundurchlässigkeit heißt die Erfüllung einer Nutzungsbedingung, mit anderen Worten eines Gebrauchstauglichkeitskriteriums. Die hierzu gehörenden Anforderungen werden in der DIN 1045-1 ebenso wie in der DIN 1055-100 nicht geregelt, in beiden Normen wird nur auf die Notwendigkeit derartiger Regelungen hingewiesen. Dies veranlasste den Deutschen Ausschuss für Stahlbeton zur Ausarbeitung einer entsprechenden Richtlinie, die nunmehr als Ausgabe November 2003 gedruckt vorliegt. Wegen der Komplexität der einzelnen Regelungen sah der für die Richtlinie zuständige Unterausschuss allerdings den Bedarf, umfangreiche Erläuterungen zu erarbeiten, die noch dieses Jahr veröffentlicht werden sollen.

Die Richtlinie ist unter Beachtung der Anforderungen der DIN 820 hinsichtlich der Beteiligung von Fachleuten aller betroffenen Bereiche erstellt worden. Insofern erfüllt sie auch die Kriterien, die an Allgemein anerkannte Regeln der Technik gestellt werden: Sie müssen von der Mehrheit der Fachleute anerkannt, wissenschaftlich begründet, praktisch erprobt und ausreichend bewährt zum Lösen technischer Aufgaben sein. Demgemäß ist die rechtliche Stellung der Richtlinie höher als die, die zuvor durch den Stand der Technik beschrieben worden war, der zwar unter den vorerwähnten zusätzlichen Bedingun-

gen das den Fachleuten verfügbare, nicht jedoch von ihrer Mehrheit anerkannte Wissen enthielt.

Die Regelungen der Richtlinie gelten als ergänzende Bestimmungen zur Gebrauchstauglichkeit von Betonbauwerken mit besonderen Anforderungen an Wasserundurchlässigkeit. Die Richtlinie regelt nur Anforderungen, die den Betonbau unmittelbar betreffen. Ihre Einhaltung kann daher nicht von vornherein alle Nutzungsanforderungen erfüllen, die in allgemeiner Form in der DIN 1055-100 Abschnitt 10.1, Absätze 1 und 2 definiert sind und die speziell bei teilweise oder vollständig ins Erdreich eingebetteten Bauwerken mit hohen Kriterien an das Raumklima verbunden sein können. Die Lösung der zugehörigen technischen Aufgabe liegt an einer Schnittstelle mehrerer technischer Regelungsbereiche. Zur Erfüllung besonderer Nutzungsanforderungen ist die Einhaltung der Richtlinie zwar notwendig, jedoch nicht hinreichend: Bauphysikalische und raumklimatische Maßnahmen sind gleichrangig vorzusehen, wobei allerdings dieser Hinweis weitgehend unabhängig davon gilt, auf welcher Weise die abdichtende Funktion der beschriebenen Betonbauwerke erfüllt wird.

2 Grundlagen

2.1 Allgemeines

Einleitend erscheint es wichtig, zwei solche, den Grundlagen der Richtlinie zuzuordnenden Themen näher zu erörtern, die als häufigste Quelle von Missverständnissen gelten:

- Was versteht man unter wasserundurchlässigem Beton?
- Wie sind Trennrisse in einem WU-Bauwerk zu bewerten?

2.2 Wasserundurchlässigkeit des Betons

Unter einem WU-Beton wird ein solcher mit dichtem Gefüge und begrenzter Wassereindringtiefe – unter einem Prüfdruck von 6 bar in den sog. Plattenversuchen, im allgemeinen ≤ 50 mm, bei starkem chemischem Angriff ≤ 30 mm – verstanden. Die Voraussetzung zur Erfüllung dieser Prüfkriterien ist eine entsprechende Begrenzung des Wasserzementwertes. Wie aus **Abb. 1** hervorgeht, korrelieren Wassereindringtiefe und Wasserzementwert gut, sodass in der Richtlinie mit Rücksicht auf die von der Bauteildicke abhängige konservativ festgelegten Höchstwasserze-



Abb. 1: Wassereindringtiefen nach Bonzel-Manns [6]

mentwerte keine unbedingte Notwendigkeit für eine zusätzliche Prüfung gesehen wird.

Die Eindringung des Wassers in die Poren unter Druck (Permeation) ist allerdings nur die eine, die Wasserundurchlässigkeit des Betons eigentlich am wenigsten beeinflussende Art des Feuchtetransports. Wesentlicher sind vielmehr der an den Druckwasserbereich anschließende Kapillarbereich und der luftseitige Diffusionsbereich, deren Ausdehnung ebenfalls durch den Wasserzementwert begrenzt wird. Wird nun die Bauteildicke in Kombination mit einem Wasserzementwert so gewählt, dass zwischen beiden Feuchtetransportbereichen ein ausreichender Kernbereich verbleibt, ist das Bauteil mit einem ungestörten Betongefüge zeitunabhängig wasserundurchlässig: Ein Feuchtetransport in flüssiger Form durch den Beton erfolgt nicht. Die beschriebene Modellvorstellung für einen Beton mit $w/z \leq 0,55$ ist in **Abb. 2** dargestellt. Dieser Wasserzementwert gilt für Mindestbauteildicken nach der Richtlinie, für größere Bauteildicken gilt $w/z \leq 0,60$ zur Erzielung der Wasserundurchlässigkeit.

Wenngleich das beschriebene Verhalten des Betons mit ungestörtem, dichtem Gefüge und ausreichender Bauteildicke seit langem bekannt ist, entstand die experimentell an der TU München verifizierte Modellvorstellung erst im letzten Jahrzehnt [7]. Die Forschungsaktivitäten zur genaueren Erkundung der Ursachen eines nur sehr begrenzten Kapillarbereichs durch „Selbstabdichtung“ sind am selben Ort noch im Gange, ohne allerdings dabei die grundsätzliche Aussage in Frage zu stellen: Der Kapillartransport gehorcht nicht einem Wurzel-Zeit-Gesetz, ein Wasserdurchtritt durch den Beton als Langzeitwirkung ist nur bei Wasserzementwerten und Bauteildicken außerhalb der Regelungen der Richtlinie zu erwarten.

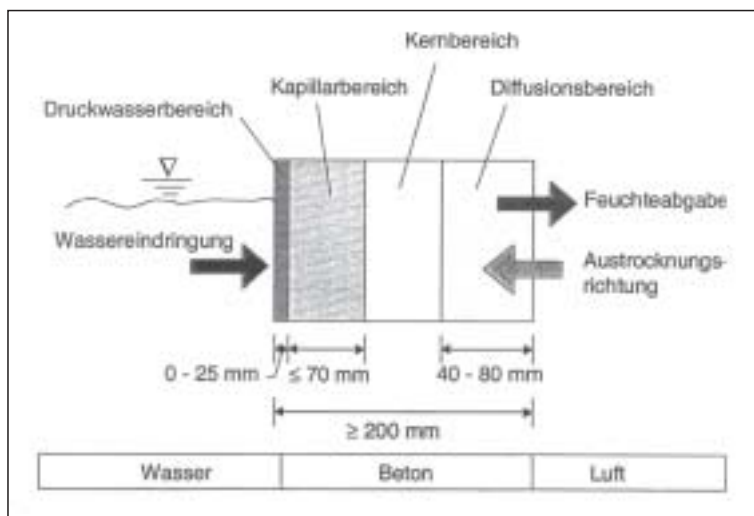


Abb. 2: Arbeitsmodell für Feuchtebedingungen, $w/z \leq 0,55$

Besondere Beachtung sollte dem luftseitigen Diffusionsbereich geschenkt werden: Hierüber erfolgt in erster Zeit die Abführung des im Beton vorhandenen freien Wassers („Baufeuchte“), wobei die Dauer dieses Diffusionsvorganges vom Partialdruckgefälle (innenseitige Temperatur und Luftfeuchte) stark beeinflusst wird bzw. gezielt beeinflusst werden kann, wobei es sich dann um die einleitend erwähnte „Schnittstellenproblematik“ handelt. Beim Erreichen eines Gleichgewichtszustandes findet eine Diffusion in beiden Richtungen, allerdings auf einem sehr niedrigen Niveau, statt.

In früheren Arbeiten wurde häufig von der Modellvorstellung ausgegangen, dass der Kapillarttransport zeit- und druckabhängig stets zu einer vollständigen Durchfeuchtung eines Bauteils führt, die Gültigkeit des Wurzel-Zeit-Gesetzes für diese Transportart wurde hierbei ungeprüft unterstellt [8]. Zur Bestätigung wurden Fälle herangezogen, deren Begleitumstände – Qualität des Betons, Angaben über die Möglichkeit der Abführung der Baufeuchte – nicht näher definiert sind, für den experimentellen Nachweis des Modells wird in einer neueren Arbeit der Kapillarttransport, der durch einen Beton mit $w/z = 0,80$ beobachtet wurde, herangezogen [9]. In Kenntnis der unter kontrollierten und nachvollziehbaren Umständen entstandenen Forschungsergebnisse seriöser Forschungsinstitute ist die wiederholte Verbreitung von unhaltbaren Thesen bedauerlich, sie dient leider der Verunsicherung eines Teils von nicht ausreichend informierten Fachkreisen.

2.3 Wasserdurchtritt durch Trennrissen

Die Elemente der Wasserundurchlässigkeit in einem WU-Bauwerk sind Beton, Fugen aller Art, Einbauteile und Risse, wobei nicht mit Fugenabdichtung versehene Arbeitsfugen und Sollrissquerschnitte

als Trennrisse gelten. Mit Ausnahme von Trennrissen kann durch die übrigen Elemente ein Wasserdurchtritt, d. h. Feuchtetransport in flüssiger Form – eine mängelfreie Ausführung vorausgesetzt – grundsätzlich ausgeschlossen werden, wenn die Regelungen der Richtlinie eingehalten werden; dies gilt auch für Biegerisse mit Mindesthöhe der Druckzone.

Trennrisse führen zum Zeitpunkt der Wasserbeaufschlagung ($t = 0$) in Abhängigkeit von anstehendem Druck, Rissbreite und Bauteildicke unterschiedlicher Menge von Wasser. Das zugehörige strömungsmechanische Modell, laminare Strömung in einem Spalt, kann zur Beschreibung der durch die Bauteildicke strömenden Wassermenge wegen der makroskopisch heterogenen Struktur des Betons und der dadurch bedingten Rauigkeit der Rissoberflächen, wegen Bewehrungseinflüsse und verzweigter Risse, nur mit Korrekturfaktoren erheblicher Unsicherheit angewendet werden; zuverlässige Ergebnisse können nur experimentell erzielt werden.

Versuche an der RWTH Aachen [10] ergaben, dass zum Zeitpunkt $t = 0$ Risse mit sehr geringen Breiten in Abhängigkeit vom Druckgefälle, definiert als Verhältniswert der Druckhöhe des Wassers und der Bauteildicke, kein Wasser führen (Abb. 3a), solche mit nur wenig größeren Breiten zwar weiterhin nicht durchströmt werden, jedoch auf der der Wasserbeaufschlagung abgewandten Seite zu Feuchtflecken und Verfärbungen führen (Abb. 3b).

Seit mehreren Jahrzehnten ist bekannt, dass zum Zeitpunkt $t = 0$ noch durchströmte Risse im Verlaufe der Zeit zunehmend weniger Wasser rühren, der Vorgang der Wasserführung erreicht mit der Zeit, i. d. R. in 10 bis 50 Tagen, einen Grenzwert: In Abhängigkeit von der Rissbreite werden die durchströmenden Wassermengen stark vermindert, im Grenzfall nur noch mit Durchfeuchtungen verbunden. Der Effekt wird allgemein als „Selbsteilung“ der Risse bezeichnet. Abb. 4 zeigt durch Risse unterschiedlicher Breite geführte, zeitabhängig abnehmende Wassermengen.

Umfangreiche Versuche an der RWTH Aachen [11] dienten der Klärung der Ursachen dieses Phänomens und der Ermittlung solcher Rissbreiten in Abhängigkeit vom Druckgefälle, die nach Abschluss der Selbsteilung nur noch Durchfeuchtungen, nicht jedoch Wasserführung mit auf der Bauteiloberfläche angesammelten Wassermengen verursachen. Von den möglichen Ursachen der Selbsteilung (Abb. 5) stellte sich maßgebend der chemische Prozess, die dichte

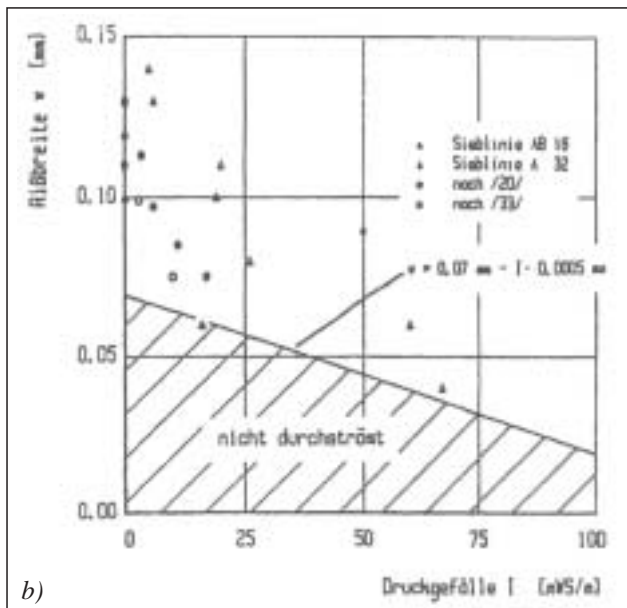
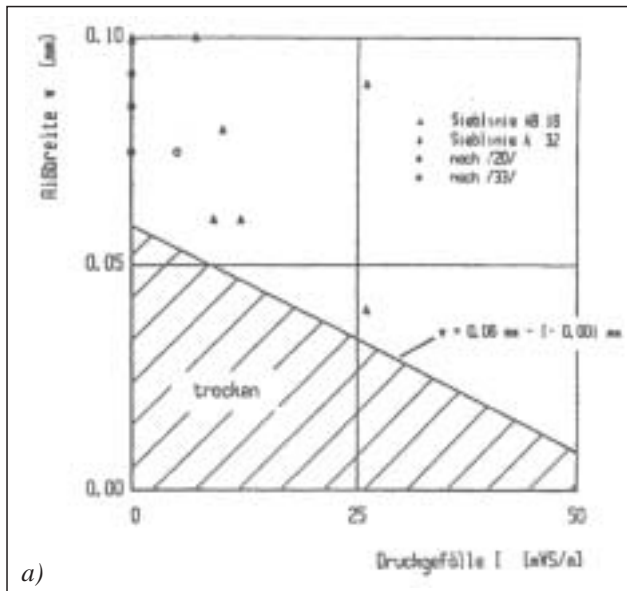


Abb. 3: Wasserdurchtritt durch Trennrisse, $t = 0$ [10]
 a) trocken, b) feucht, nicht durchströmt

tende Wirkung der Bildung von Calciumcarbonat in den Rissen heraus.

Die vom Druckgefälle abhängigen Grenzwerte von Rissbreiten, die nach Abklingen des Selbstheilungsprozesses nur noch Durchfeuchtungen verursachen, sind auf der Grundlage der Versuchsergebnisse tabellarisch zusammengestellt (Tab. 1). Mit geringen Korrekturen auf der sicheren Seite bilden diese Versuche die Grundlage der Festlegung der Grenzwerte in Tabelle 2 der Richtlinie (Tab. 2).

Empfehlungen von Lohmeyer (Tab. 3) sind erheblich restriktiver. Leider sind die Angaben nicht näher verifizierbar, die Tabellenwerte sind mit „Beobachtungen und Erfahrungen“ begründet. Die auf

Tab. 1: Empfehlungen für die Begrenzung der Rissbreiten, Versuchsergebnisse [11] (nach Abklingen der Selbstheilung: Durchfeuchtungen)

Druckgradient I (mWS/m)	Rechenwert der Rißbildung w_{cal} (mm)
≤ 10	0,20
≤ 20	0,15
≤ 30	0,10
≤ 40	0,05

Tab. 2: WU-Richtlinie, Begrenzung der Rissbreiten (Tabelle 2 der Richtlinie) (nach Abklingen der Selbstheilung: Durchfeuchtungen)

	1	2
	Druckgefälle h_w/h_b ¹	Zulässige Rissbreite w in mm (Rechenwert) ²
1	≤ 10	0,20
2	> 10 bis ≤ 15	0,15
3	> 15 bis ≤ 25	0,10

¹ h_w = Druckhöhe des Wassers in m; h_b = Bauteildicke in m

² Für angreifende Wässer mit > 40 mg/l CO_2 (kalklösende Kohlensäure und $pH < 5,5$ darf die Selbstheilung der Risse nicht in Ansatz gebracht werden.

Tab. 3: Empfehlungen für die Begrenzung der Rissbreiten, Beobachtungen [3]

Druckgradient I = h/d (mWS/m)	unbenkliche Rißbreite w (mm)
$\leq 2,5$	$\leq 0,20$
≤ 5	$\leq 0,15$
≤ 10	$\leq 0,10$
≤ 20	$\leq 0,05$

einem sehr niedrigen Niveau definierten Grenzwerte lassen die Vermutung zu, dass diese eigentlich den Streubereich von Abb. 3b abdecken und von der Vorstellung „Durchfeuchtung ohne Wasserdurchtritt“ ausgehen, was jedoch bei den Tabellenwerten von Lohmeyer keinesfalls verallgemeinert werden kann. Weiterhin ist zu beiden Empfehlungen, von [3] und [11], zu bemerken, dass Rissbreitenbegrenzungen mit $w = 0,05$ mm wegen des zugehörigen Bewehrungsbedarfs außerhalb von technisch sinnvollen Lösungen liegen.

Zur Bewertung des Selbstheilungsprozesses sind einige wesentliche Hinweise zu beachten:

■ Die Selbstheilung beginnt immer mit einer Wasserführung unterschiedlicher Intensität: ohne Wasserführung keine Selbstheilung. Eine vollständig trockene Bauteiloberfläche kann auch am Ende des Selbstheilungsprozesses nicht allgemein erwartet werden, es sei denn, planmäßig zusätzliche raumklimatische

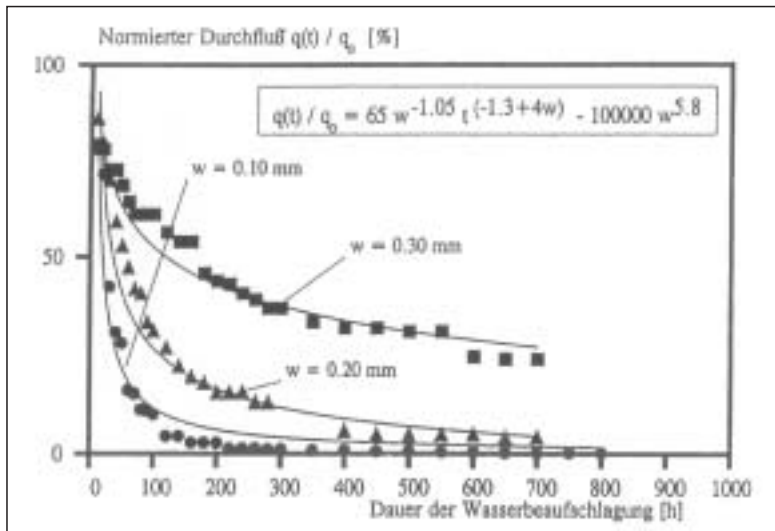


Abb. 4: Zeitabhängige Verringerung des Wasserdurchtritts durch Selbstheilung der Risse [11]

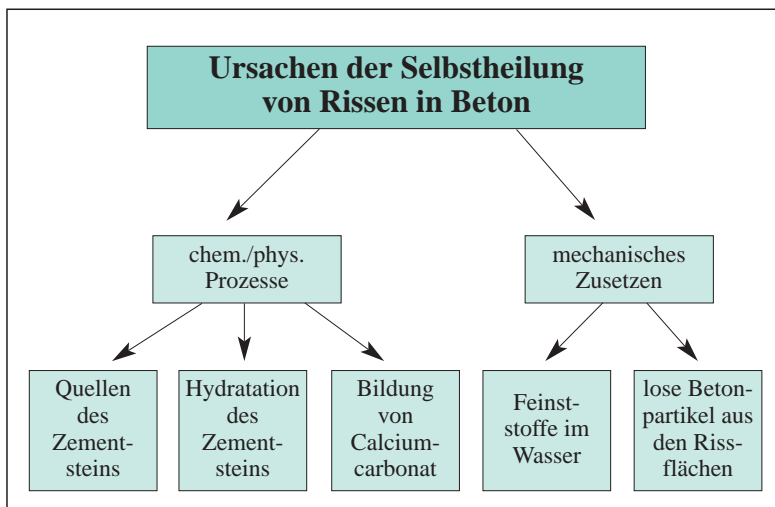


Abb. 5: Ursachen der Selbstheilung der Risse

Maßnahmen werden ergriffen, die für eine kontinuierliche Verdunstung der zur Bauteiloberfläche geführten Feuchte sorgen. Der Selbstheilungsprozess führt zu einer mehr oder weniger starken Verschmutzung der Bauteiloberfläche auf der Innenseite.

■ Eine nennenswerte Vergrößerung der Breite von Rissen, deren Wasserführung durch Selbstheilung bereits zum Stillstand gekommen ist, kann zu einer Fortsetzung des Selbstheilungsprozesses mit den oben erwähnten Folgen führen. Die noch tolerierbare Grenze wird in der Richtlinie mit 10 v. H. der ursprünglichen Rissbreite definiert.

■ Da der Haupteinfluss der Selbstheilung die Bildung von Calciumcarbonat ist, kann der Prozess durch Kalk lösende Kohlensäure im Wasser gehemmt werden. Der Grenzwert in Tabelle 2 der Richtlinie wurde mangels ausführlicher experimenteller Daten auf der sicheren Seite liegend formuliert.

■ Bei wechselnden Wasserständen beginnt der Selbstheilungsprozess im erstmalig wasserbeaufschlagten Rissabschnitt gegebenenfalls erst zu einem späteren Zeitpunkt, die Folgen des Selbstheilungsprozesses sind dann mit den Nutzungsanforderungen möglicherweise nicht mehr vereinbar.

Zusammenfassend ist festzuhalten: Die derzeit üblichen Maßnahmen zur Begrenzung der Trennrissbreiten – mit mehr oder weniger zutreffenden Annahmen für die wirksame Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der vorausgesetzten Trennrissbildung – i. d. R. auf $w = 0,15$ mm, gelegentlich auch auf $w = 0,10$ mm, lassen im Lichte der Begleiterscheinungen des Selbstheilungsprozesses keinesfalls den allgemeinen Schluss zu, dass dadurch eine Bauteiloberfläche ohne Feuchtstellen erzielt wird, wie dies für die sog. Nutzungsklasse A gemäß der Richtlinie gefordert wird.

Zusätzlich zu den bisherigen Ausführungen ist zu beachten: Die rechnerisch nachgewiesenen Rissbreiten – unterstellt: mit den richtigen Annahmen – stellen keinesfalls den oberen Grenzwert der tatsächlich zu erwartenden dar, die Verteilung der Breite der im Bauteil entstandenen Risse unterliegt statistischen Gesetzmäßigkeiten. In Kenntnis dieses Umstandes ist es nicht abwegig, ihn gezielt auszunutzen: Die Rissbreitenbegrenzung auf einem höheren Niveau – mit u. U. einer erheblichen Stahlersparung – vorzunehmen als dies z. B. nach Tabelle 2 der Richtlinie

in Abhängigkeit vom Druckgefälle als Sollwert erforderlich wäre und Risse über dem Sollwert planmäßig für eine nachträgliche Abdichtung vorzusehen. Dieses Vorgehen setzt – wegen der damit verbundenen vertraglichen Konsequenzen – eine entsprechende Aufklärung und Kommunikation unter den Baubeteiligten voraus.

3 Regelungen der Richtlinie

3.1 Allgemeines

Die Richtlinie liegt nunmehr veröffentlicht vor, sodass auf eine nähere inhaltliche Wiedergabe der einzelnen Regelungen im vorliegenden Beitrag verzichtet wird. Hier sollen nur einige grundsätzliche Abschnitte angesprochen werden, die den „Geist“ der

Richtlinie prägen, für alles Weitere wird auf die Erläuterungen zur Richtlinie verwiesen.

3.2 Auslegungskriterien

3.2.1 Wasserseitige Beanspruchungen

Als vorrangiges Kriterium für die wasserseitige Beanspruchung eines Bauteils gilt die Beantwortung der Frage: Ist eine Wasserbeaufschlagung der Bauteiloberfläche temporär oder ständig vorhanden oder ist nur mit Bodenfeuchte, d. h. nicht mit Wasser in tropfbar flüssiger Form, zu rechnen? Eine weitere Unterscheidung, insbesondere hinsichtlich des hydrostatischen Drucks des anstehenden Wassers, ist nur für Teilaspekte der Wasserundurchlässigkeit, z. B. für die Trennrissbreitenbegrenzung, von Belang, nicht jedoch, was die allgemeine Auslegung eines WU-Baukörpers angeht. In diesem Sinne werden auch in der WU-Richtlinie nur diese beiden wasserseitigen Beanspruchungsarten als Beanspruchungsklasse 1 bzw. 2 unterschieden.

3.2.2 Nutzungsanforderungen

Die Qualität der Wasserundurchlässigkeit wird durch die Anforderungen der Nutzung bestimmt. Es ist allerdings für jedermann erkennbar, dass die Nutzungsanforderungen außerordentlich vielfältig sind: Wohnkeller, Arbeitsräume, Lagerräume für unterschiedlich feuchteempfindliche Güter, Tiefgaragen, usw. könnten mit zahlreichen Merkmalen und zugehörigen, ausufernden Definitionen hinsichtlich der Feuchtebedingungen versehen werden – derartige „Feinheiten“ leisten WU-Baukörper nicht oder nur auf dem Papier. Hierzu muss beachtet werden, dass alle „betonseitigen“ Regelungen nur den Wasserdurchtritt, d. h. einen Feuchtetransport in flüssiger Form, erfassen und definieren können, in der grundsätzlichen Form eigentlich nur als eine „yes/no“-Regelung: Entweder ist ein Wasserdurchtritt zulässig oder nicht. Eine darüber hinausgehende Festlegung, insbesondere in Form von definierten Leckraten, mag im Einzelfall mit einem sachkundigen Bauherrn getroffen werden, sie kann jedoch nicht ohne einen vorprogrammierten Streit verallgemeinert werden. Im Sinne der vorstehenden Ausführungen werden in der WU-Richtlinie nur zweierlei Wasserundurchlässigkeitskriterien definiert:

■ Nutzungsklasse A: Wasserdurchtritt nicht zulässig, d. h. Feuchtstellen auf der Bauteiloberfläche infolge von Wasserdurchtritt ausgeschlossen;

■ Nutzungsklasse B: begrenzte Wasserundurchlässigkeit, d. h. Feuchtstellen auf der Bauteiloberfläche zulässig.

Die „Feuchtstelle“ wird allerdings restriktiv definiert: Es sind dies feuchtebedingte Dunkelfärbungen, ggf. auch mit Bildung von Wasserperlen an die-

sen Stellen, nicht jedoch solche Wasserdurchtritte, die mit auf der Bauteiloberfläche angesammelten Wassermengen verbunden sind. Hieraus ist erkennbar, dass durch diese Definition zwei Aspekte bei der Nutzungsklasse B berücksichtigt werden sollen: Einerseits werden geringfügige Mängel in Entwurf und Ausführung („Nobody is perfect“) als vertretbar angesehen, andererseits eröffnet die Definition die Möglichkeit einer technischen Bewertung des Wasserdurchtritts durch Trennrisse mit begrenzten Breiten.

3.3 Aufgaben der Planung

In der WU-Richtlinie wird allen technischen Regelungen der vorrangige Hinweis vorangestellt: WU-Bauwerke aus Beton können mit Erfolg nur errichtet werden, wenn sich der Aufgabe alle Baubeteiligten bewusst sind und in ihrer Tätigkeit koordiniert vorgehen – dies ist der grundsätzliche Weg zur Vermeidung von Misserfolg. In diesem Sinne wird unter dem Begriff „Planung“ die gemeinsame Aufgabe definiert, Funktion, Nutzungsanforderungen des Bauwerks und die hierzu erforderlichen Regelungen zur Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit für Entwurf und Ausführung, ebenso wie die technischen Verantwortlichkeiten der Baubeteiligten für diese Fragen, festzulegen.

3.4 Entwurfsgrundsätze

Die Entwurfsgrundsätze der Richtlinie beziehen sich nur auf Trennrissbildung und Begrenzung der Trennrissbreiten. Für die anderen Elemente der Wasserundurchlässigkeit gelten die allgemeinen Regelungen, deren Einhaltung eine grundsätzliche Wasserundurchlässigkeit gewährleistet. Die Qualität dieser muss in Abhängigkeit von der festgelegten Nutzungsklasse beurteilt werden (s. Abschnitt 2.3).

■ Entwurfsgrundsatz a): Vermeidung von Trennrissen:

Durch die Festlegung von konstruktiven, betontechnischen ausführungstechnischen Maßnahmen kann eine Trennrissvermeidungsstrategie konzipiert und – wie zahlreiche Beispiele zeigen – mit Erfolg praktiziert werden. Die grundsätzliche Akzeptanz dieses Entwurfsgrundsatzes ist behaftet mit der Befürchtung, hierbei nicht mit Sicherheit auszuschließende Mängel könnten einem der „abhängigen“ Baubeteiligten angelastet werden. Von vornherein muss daher klargestellt werden: Es handelt sich bei diesem Entwurfsgrundsatz um einen anspruchsvollen Weg zum Ziel, der zahlreiche Vorsorgemaßnahmen erfordert, die jedoch bei der Gegenüberstellung deren Kosten mit Einsparungen insbesondere wegen eines zu erwartenden verminderten Bewehrungsaufwandes mit z. T. erheblichen wirtschaftlichen Vorteilen verbunden sein können. Hinzu kommt eine nicht in jedem

Fall unmittelbar zahlenmäßig bezifferbare Risikominderung durch zweifelsfreie Erfüllung der Nutzungsbedingungen.

Eine detaillierte „Handlungsanweisung“, selbst eine Fallstudie zum Vorgehen bei der Verwirklichung dieses Entwurfsgrundsatzes, würde den Rahmen dieses Beitrags sprengen, hierzu wird insbesondere auf eine große Zahl von Veröffentlichungen zu Grundsatproblemen, lastunabhängigen Einwirkungen, Zwang und Mindestbewehrung (s. hierzu [12] mit einer umfangreichen Literaturangabe) und ausführungstechnischen Empfehlungen [6] hingewiesen.

Die Verwirklichung dieses Entwurfsgrundsatzes ist an Bedingungen gebunden, die über eine stets unerlässliche kooperative und koordinierte Zusammenarbeit der Baubeteiligten hinausgehen, nämlich an ein ausgeprägtes Problembewusstsein, an vertiefte technische Kenntnisse und an Erfahrungen mit Entwurf und Ausrührung im Rahmen eines derartigen Konzepts – diese sind die subjektiven Voraussetzungen. Es gibt allerdings auch objektive Kriterien, die erfüllt sein müssen: Der Planungsablauf muss zeitlich ermöglichen, dass die erforderlichen Maßnahmen ergriffen werden können, gemeint sind hier z. B. die notwendigen betontechnischen Vorbereitungen oder der Zeitbedarf für die Abstimmungen zwischen Tragwerksplaner und Ausführenden.

Weiterhin muss der Bauablauf ermöglichen, dass trennrissauslösende Einwirkungen nicht nur in der Erhärtungsphase der Betonbauteile sondern bis einschließlich der Fertigstellung des Bauwerks auf das erforderliche Maß begrenzt werden können und schließlich, dass die zu Beginn nur als Zwang vorhandenen später jedoch auch aus Lasten oder nutzungsbedingt hinzugekommenen Einwirkungen die Kriterien zur Vermeidung der Trennrissbildung zu jedem Zeitpunkt einzuhalten ermöglichen.

■ Entwurfsgrundsatz b): Begrenzung der Trennrissbreite unter Ausnutzung der Selbstheilung der Risse:

Unter Zugrundelegung dieses Entwurfsgrundsatzes werden Trennrisse planmäßig erwartet, deren Breite wird durch eine entsprechend gewählte Bewehrung begrenzt. Dieser Entwurfsgrundsatz entspricht der heutigen allgemeinen Praxis, sofern die Bedingungen der Nutzungsklasse B erfüllt werden sollen (siehe hierzu auch die Ausführungen in Abschnitt 2.3).

■ Entwurfsgrundsatz c): Begrenzung der Trennrissbreite nach Anforderungen der DIN 1045-1:

Im Rahmen dieses Entwurfsgrundsatzes wird nur eine Minimalforderung erfüllt: die der DIN 1045-1, d. h. Rissbreitenbegrenzung auf ein Mindestmaß, ohne Berücksichtigung von WU-Kriterien. Grundgedanke dieses Konzepts ist, dass alle Trennrisse, die

die festgelegten Nutzungsanforderungen nicht erfüllen, erst nachträglich abgedichtet werden. Hieraus folgt, dass zu diesem Konzept sowohl nur begrenzte als auch höherwertigere Maßnahmen zur Begrenzung der Trennrissbildung gehören können – hierüber kann unter wirtschaftlichen und sonstigen, z. B. den Bauablauf berücksichtigenden Gesichtspunkten, entschieden werden.

Allgemein sei darauf hingewiesen, dass die Wahl der Entwurfsgrundsätze zweckmäßig für einzelne Bauteile unterschiedlich sein kann. So wird z. B. für Bodenplatten i. d. R. nach Entwurfsgrundsatz a) verfahren, für Wände kann unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten Entwurfsgrundsatz c) bevorzugt angewendet werden, usw.

3.5 Abdichtung von Trennrissen

Bei allen Entwurfsgrundsätzen kann eine Abdichtung von Trennrissen mit Breiten, die den Nutzungsanforderungen nicht entsprechen, erforderlich werden; die vorsorgliche Festlegung solcher Maßnahmen sieht die Richtlinie verbindlich vor. Bei Beanspruchungsklasse 2 – Bodenfeuchte – kann dies auch durch Abklebungen, bei Beanspruchungsklasse 1 jedoch in den meisten Fällen durch Füllen der Risse, d. h. durch Rissinjektion erfolgen.

Je nach Zielsetzung kann dabei ein hydraulisch bindender Füllstoff, Zementsuspension, mit begrenzt kraftschlüssiger oder ein Polyurethanharz mit begrenzt dehnfähiger Wirkung verwendet werden. Zum Ersteren ist zu bemerken, dass ein erneutes Aufreißen beim Einsatz einer Zementsuspension mit der günstigen Wirkung der Selbstheilung eines Trennrisses mit nunmehr verminderter Breite einhergeht. Ein erneutes Aufreißen von mit Polyurethanharz gefüllten Rissen kann nur durch Wiederholung derselben Maßnahme behoben werden.

Wegen häufiger Fehlinterpretation sei darauf hingewiesen, dass die injizierbare Mindestrissbreite nach den Richtlinien nur allgemeinen vertraglichen Charakters ist – im Einzelfall kann die Injektion einvernehmlich auch bei erheblich kleineren Rissbreiten mit Erfolg durchgeführt werden. Dann kann allerdings beim Einsatz von Polyurethanen nur mit dichtender, nicht jedoch mit dehnfähiger Wirkung gerechnet werden.

4 Bemerkungen zum allgemeinen „Wissensstand“

4.1 Allgemeines

Wie eingangs ausgeführt, erfüllt die Richtlinie alle Kriterien, die an Allgemein anerkannte Regeln

der Technik gestellt werden. Die dazu erforderliche Akzeptanz durch die „Mehrheit der Fachleute“ und die allgemein verbreitete Anwendung der WU-Bauweise bedeutet allerdings nicht, dass das zugehörige Wissen Allgemeingut ist. Der allgemeine Wissensstand der Baubeteiligten – zugegeben, gefördert auch durch zahlreiche, oft durch Firmeninteressen gefärbte Publikationen, die einer Prüfung im Sinne der technischen Regeln der Richtlinie in keiner Weise standhielten – entspricht nicht in jeder Hinsicht dieser Voraussetzung. Angefangen von den physikalischen Grundlagen der Funktionsweise eines WU-Bauwerks, den Transportmechanismen von Feuchte durch den Beton, der Größenordnung und zeitlichem Verlauf der lastunabhängigen Einwirkungen im Herstellungs- und Betriebszustand, der richtigen Einschätzung der Verformungsbehinderungen durch die Lagerungsbedingungen und der daraus folgenden Zwangsschnittgrößen, bis hin zu den Kriterien für die Entstehung von Rissen und der Rolle von Trennrissen hinsichtlich der Wasserundurchlässigkeit, trifft man leider im Kreise der Baubeteiligten häufig auf „Halbwissen“, das zwar – durch Zusammentreffen günstiger Bedingungen – vielfach auch durch Erfolg, ggf. mit geringfügigen Nachbesserungen, gekrönt wird, oft genug jedoch in Misserfolg mit endlosen juristischen Auseinandersetzungen mündet.

Im Folgenden soll beispielhaft auf einige stereotypische Wissensdefizite bei den einzelnen Baubeteiligten und auf ihr nicht den Planungsgrundsätzen (s. Abschnitt 3.3) entsprechendes Verhalten bei der Verwirklichung von WU-Bauwerken eingegangen werden.

4.2 Bauherr/Planer

Der Bauherr wird i. d. R. durch einen oder mehrere Planer (Architekt, Fachplaner), häufig durch Planungsgesellschaften vertreten. Gängige Fehleinschätzungen der WU-Bauweise, unzulängliche Vorstellungen sind:

- Die WU-Bauweise ist eine „billige“ Lösung für die Bauwerksabdichtung, der Kostenvorteil der nicht zum Einsatz kommenden Abdichtung wird ohne Gegenleistung für die WU-bedingten Maßnahmen verlangt, die Aufgaben der Planung im Sinne der Richtlinie (s. Abschnitt 3.3) werden ignoriert.
- Erkundungen, die der Festlegung der wasserseitigen Beanspruchungen dienen, werden durch „Erfahrungen und Beobachtungen“ ersetzt, Nutzungsanforderungen nicht präzise festgelegt, erwartet wird häufig ein „wasserdichtes“ Bauwerk, die eingangs erwähnte Schnittstellenproblematik – Bauphysik, Raumklima – wird nicht beachtet, Maßnahmen zur Abführung der Baufeuchte ignoriert.
- Konstruktionsbedingte Machbarkeitskriterien werden nicht geprüft, aus Kostengründen Bauteilab-

messungen minimiert und dadurch ungünstige Ausführungsbedingungen geschaffen.

Für Verbesserungsvorschläge, spezielle Hinweise, ist diese Gruppe der Baubeteiligten oft „beratungsresistent“, die erwartete Qualität des Bauwerks haben die anderen Baubeteiligten zu gewährleisten.

4.3 Tragwerksplaner

Der Tragwerksplaner sollte das Bindeglied zwischen Bauherr/Planer und Bauausführenden sein. Diese Aufgabe erfüllt er aus mannigfachen Gründen nicht immer mit der erwarteten Qualität:

- Baustoffkundliche, betontechnische Kenntnisse sind oft nur minimal (Festigkeitsklasse, WU-Beton, schwindarmer Beton), Grundlagenkenntnisse über Eigenschaften der Wasserundurchlässigkeit, Transportphänomene (s. Abschnitt 2.2) fehlen.
- Die Rolle von Trennrissen im WU-Konzept (s. Abschnitt 2.3) wird oft falsch eingeschätzt (Rissbreitenbegrenzung \approx WU-Qualität, zwar nicht näher definiert, womöglich jedoch mit trockenen Innenflächen der Bauteile).
- Kenntnisse über die Eigenschaften des erhärtenden Betons liegen nur reduziert auf die – recht und schlecht – festzulegende effektive Zugfestigkeit des Jungbetons zur Ermittlung der Mindestbewehrung vor.
- Der lagerungsbedingte Zwang wird auch mit Näherungsannahmen nur selten realistisch verfolgt, als einfachster Ansatz wird Trennrissbildung im Herstellungszustand unterstellt, unabhängig davon, dass diese Annahme nur in einem steifigkeitsabhängig seltenen Grenzfall zutrifft.
- Ein der Tragwerksplanung zugrunde gelegtes Ausführungskonzept wird i. d. R. nicht erarbeitet, Betonierabschnitte und Arbeitsfugen sind Sache der Bauausführung. In selteneren anderen Fällen werden komplizierte, auf die Bauteildicke nicht abgestimmte Lösungen für Arbeitsfugen vorgesehen, die Ausführungsfehler vorprogrammieren.
- Die beratende Tätigkeit des Tragwerksplaners zur Verhinderung von nicht WU-gerechten Konstruktionen ist – auch unter Beachtung der kritisierten „Beratungsresistenz“ der Planer – oft nicht erkennbar, ohne Protest werden von den Planern vorgelegte, beliebig ungeeignete Konzepte, wie z. B. Einzelfundamente in Kombination mit einer dünnen Bodenplatte, als WU-mäßig erfolgreich ausführbar akzeptiert.

Die hier beispielhaft aufgeführten Probleme mögen nur für einzelne Tragwerksplaner gelten. Was allerdings das baustoffkundliche Desinteresse dieses Kreises angeht, so lässt es sich verallgemeinern.

4.4 Bauausführende

Qualitätsbewusstsein und Erfahrung sind die wesentlichen Voraussetzungen für eine fachgerechte Ausführung von WU-Bauwerken, sie werden allerdings vielfach vermisst:

■ Am häufigsten fehlt eine bauwerksspezifische Arbeitsvorbereitung, die Planung des Bauablaufs wird der Baustellenhektik überlassen.

■ Eine konstruktive, rechtzeitige Kritik der Planungsunterlagen und eine damit verbundene Einflussnahme auf wichtige konstruktive Details, die zur qualitätsvollen Ausführung unerlässlich sind, wird nur selten angetroffen.

■ Das Besondere eines WU-Bauwerks, das eine erhöhte Sorgfalt zur Erzielung der bestimmungsgemäßen Bauwerksqualität verlangt, wird oft nicht beachtet und erst entdeckt, wenn die sonst „kleinen Sünden“ – schlecht vorbereitete Arbeitsfugen, nachlässig oder nicht verdichteter Beton, keine Berücksichtigung der Witterungsbedingungen beim Betonieren und Nachbehandeln, usw. – der Bauausführung, die vielleicht im 3. OG eines gewöhnlichen Wohnhauses ohne nennenswerte Folgen blieben, zu kostspieligen Nachbesserungen – Abdichtungsmaßnahmen – und zum Streit führen.

Nicht unerwähnt soll allerdings die Bemerkung bleiben: Die Qualität der Bauausführung, die Tätigkeit der Bauausführenden zu tadeln, ist zwar allgemein üblich, unbeachtet bleibt dabei allerdings die ebenfalls allgemein übliche Vergabepaxis von Bauherren und Planern, die zu Niedrigstpreisen Höchstqualität erwarten.

5 Schlussbemerkungen

Abschließend kann die berechtigte Frage gestellt werden: Was wird besser durch die WU-Richtlinie? Hierzu einige Gedanken:

■ Positive Änderungen durch die Richtlinie können nur erwartet werden, wenn sie von allen Baubeteiligten vollinhaltlich, nicht abschnitts- und zuständigkeitsweise, zur Grundlage ihrer Tätigkeit gemacht wird.

■ Den „Geist“ der Richtlinie enthält in konzentrierter Form der Abschnitt „Aufgaben der Planung“ (s. Abschnitt 3.3), der deutlich macht, dass die „Planung“ eines WU-Bauwerks als gemeinsame Aufgabe aller Baubeteiligten angesehen werden muss. Wird dies in Zukunft zum Grundsatz erhoben, so wäre dies zumindest ein Teilerfolg der Richtlinie.

■ Ein erklärtes Ziel der Richtlinie ist, im Kreise der Baubeteiligten Qualitätsanspruch zu wecken. In Anbetracht der in Abschnitt 4 beispielhaft aufgeführten Unzulänglichkeiten und Wissenslücken erscheint dringend geboten, hieraus Konsequenzen zu ziehen: sich weiterzubilden.

Die Bilanz der WU-Bauwerke der Vergangenheit ergibt ein gemischtes Ergebnis: Neben zahlreichen Bauwerken hoher Qualität, die unter Bedingungen erstellt wurden, die nahezu deckungsgleich mit den Inhalten der Richtlinie sind, gibt es eine große Gruppe von solchen, die zwar nicht unbedingt den Planungsgrundsätzen der Richtlinie entsprechend, jedoch unter günstigen äußeren Bedingungen entstanden und deren kleinere Mängel einfach behoben werden konnten und schließlich die nicht geringe Zahl von Problemfällen, die dem Ansehen der Bauweise ständig Schaden zugefügt haben, die bedauerlicherweise besser bekannt sind, als die guten Beispiele. Es ist zu hoffen, dass durch die Richtlinie in Zukunft immer mehr solche hochwertige Bauwerke entstehen, die zur erstgenannten Gruppe zählen.

Literatur

- [1] Grube, H.: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton, Eiser Verlag, Darmstadt 1982.
- [2] Linder, R.: Baukörper aus Wasserundurchlässigem Beton, Beton Kalender 1986, Teil II
- [3] Lohmeyer, G.: Weiße Wannen, einfach und sicher, Beton-Verlag Düsseldorf, 4. Auflage 1995.
- [4] Iványi, G., Buschmeyer, W.: Flüssigkeitsbehälter, Beton Kalender 2000, Teil II, Abschnitt G.
- [5] Sommer, R.: Wasserundurchlässige Becken und Behälter aus Stahlbeton, Dissertation Essen, 1993.
- [6] DBV-Merkblatt: Wasserundurchlässige Baukörper aus Beton, Fassung Juni 1996, Deutscher Beton-Verein e. V.
- [7] Beddoe, R., Springenschmid, R.: Feuchttransport durch Bauteile aus Beton, Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), H 4.
- [8] Cziesilski E., Friedmann, M.: Gründungsbauwerke aus wasserundurchlässigem Beton, Bautechnik 54 (1985).
- [9] Fechner, O.: Wassertransport durch WU-Beton, Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), H. 1.
- [10] Ripphausen, B.: Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit und Sanierung von Stahlbetonbauteilen mit Trennrissen, Dissertation Aachen, 1989.
- [11] Edvardsen, C. K.: Wasserundurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton, DAFStb. H. 455, Beuth Verlag Berlin 1996.
- [12] Rostásy, F.S., Krauß, M., Budelmann, H.: Planungswerkzeuge zur Kontrolle der frühen Rißbildung in massigen Bauteilen, Teile 1 bis 7, Bautechnik 79(2002), H. 7 bis 12

Die drei Tücken der neuen Beton-Baustoffnorm für den Tragwerksplaner

Sie sind bei der Bemessung, bei der Konstruktion und bei der Bauüberwachung zu beachten

Die neue DIN 1045 und der DIN-Fachbericht 100 bergen für den Tragwerksplaner drei konkrete, aber versteckte Tücken:

Die Verantwortlichkeiten zwischen dem Verfasser der Festlegung des Betons, dem Hersteller und dem Verwender sind – erstens – neu geregelt. Die Hauptverantwortung trägt nun der Transportbetonhersteller, die Baustelle wird diese durch eine strengere Frischbetonprüfung bei Anlieferung des Betons abzufragen haben. Der Tragwerksplaner hat eine explizite Mitverantwortung für die Festlegung des Betons.

Den Begriff der charakteristischen Festigkeit definiert der Tragwerksplaner als Zylinderfestigkeit, der Betontechnologe aber als Würfel- festigkeit. Eine Verwechslungsgefahr ist – zweitens – gegeben.

Vorgaben an den Zementleim zur Erzielung der Betoneigenschaften sind – drittens – kritisch im Hinblick auf eine Rissminimierung abzufragen. Die Bewehrungsführung muss verbessert werden, damit das bezüglich Zementleimanspruch günstige 32er Größtkorn die Regel bleibt.

Was es mit diesen drei Tücken in praxi auf sich hat, beschreibt der folgende Beitrag.



Prof. Dr.-Ing. Michael Schäper
leitet das Materialprüfamt
für Bauwesen an der Fach-
hochschule Wiesbaden

1 Einführung

Die neuen *Länder-Bauordnungen* [1] und z. B. [2] weisen dem nachweisberechtigten Tragwerksplaner für den Standsicherheitsnachweis eine erhöhte Verantwortung zu:

- Der von ihm erstellte Nachweis der Standsicherheit wird für, nach einem Kriterienkatalog „einfache“ Bauwerke
 - nicht mehr von einem Sachverständigen für Standsicherheit auf statisch-konstruktive Unbedenklichkeit hin bescheinigt.
 - Nach [2] hat er darüber hinaus die Bauausführung auf Übereinstimmung mit den erstellten Unterlagen zu bescheinigen.
- Die Sachverständigen für Standsicherheit haben für nicht „einfache“ Bauwerke oder bei nicht nachweisberechtigtem Aufsteller
 - den Nachweis der Standsicherheit zu bescheinigen,
 - und die Bauausführung auf Übereinstimmung mit den geprüften Aufstellerunterlagen zu bescheinigen.

Gleichzeitig ist für die Anwendung des zentralen Baustoffs Beton ein neues Normpaket DIN 1045 erschienen, in dem der *DIN Fachbericht (Fb) 100* den Baustoff regelt. Dieser weist nun mit der Formulierung eines „Verfassers von Festlegungen für den Frisch- und Festbeton“ dem Tragwerksplaner erstmalig explizit eine Mitverantwortung für diesen Baustoff zu.

- ➔ Der Tragwerksplaner benötigt also profunde Kenntnisse des DIN Fb 100 Beton und flankierend der DIN 1045-3 Bauausführung
 - für seine bei der Erstellung der Nachweise der Standsicherheit erforderlichen Festlegungen für den Beton
 - und ggf. für seine Bescheinigung der übereinstimmenden Bauausführung.

Da leider in dem neuen Beton-Normen-Paket die Teile Baustoff, Konstruktion und Ausführung anders als bisher in getrennten Werken erschienen sind und gleichzeitig der Umfang des Paketes auf etwa das Dreifache angestiegen ist, sei nachstehend auf Tücken des Baustoff-Normenteils in dessen Anwendung auf Bemessung und Konstruktion und auf die Bauausführung hingewiesen.

2 Tücke 1: Die neue Verantwortungsteilung zwischen Verfasser der Festlegung, Hersteller und Verwender des Betons nach Eigenschaften

2.1 Die Verantwortung des Tragwerksplaners

Der DIN Fb 100 sieht folgende drei juristische Personen/ Stellen vor, die für Beton nach Eigenschaften einzustehen haben:

- den Verfasser der Festlegung für den Frisch- und Festbeton,
- den Hersteller,
- den Verwender.

Der Verfasser der Festlegung wird in [10] aufgrund des Vertragsrechtes eher auch in der juristischen Person des Verwenders in Form des Bauunternehmens gesehen. Gleichzeitig wird aber klar gesagt, dass der Tragwerksplaner die Festlegungen zu verfassen hat

- a) der Expositionsclassen, die er aufgrund der gegebenen Umgebungsbedingungen festlegt, womit die Betonrezeptur in ihren Grundzügen bereits festgelegt ist,
- b) der Druckfestigkeitsklasse, wobei die Dauerhaftigkeitsvorgaben der Expositionsclassen tatsächlich höhere Festigkeiten bewirken können, was für die Zwangbemessung relevant ist, und für die Lastbemessung ausgenutzt werden kann,
- c) gemäß [10], Erläuterungen zu Abschnitt 3.1.37, „der eventuellen Begrenzung des Größtkorns aufgrund enger Bewehrungsführung“.

Es können gemäß 6.3 im Fb 100 und gemäß [10] weitere Festlegungen hinzutreten, z. B.

- d) zu den erforderlichen Eigenschaften für den Widerstand gegen Frosteinwirkung (z. B. Luftgehalt, der die Betonfestigkeitsklasse lenkt)

- e) ggf. zur Festigkeitsentwicklung oder zu einem bestimmten E-Modul,
- f) zum Zielwert der Rohdichte bei Leichtbeton.

Zur Aufklärung des Tragwerksplaners über die Expositionsclassen gibt es inzwischen zahlreiche Literatur bis hin zu einem Bauteilkatalog [14].

Vor der Anwendung der Expositionsclassen jedoch ist es für den Tragwerksplaner essenziell, die neue Verantwortungsteilung zwischen Hersteller und Verwender des Betons zu kennen.

2.2 Die veränderte Verteilung der Verantwortung zwischen Hersteller und Verwender

2.2.1 Grundsätze

Mit der neuen Norm ist ansatzweise das „**performance concept**“ verwirklicht worden: Der Hersteller garantiert Eigenschaften – auch wenn diese zur Zeit nur indirekt über die Einhaltung von Grenzwerten der Zusammensetzung eingestellt sind –, der Weg zu diesen Eigenschaften bleibt ihm in gewissem Rahmen anheim gestellt.

- Der Hersteller muss der Baustelle nicht mehr wie bisher die exakte Zusammensetzung des Betons mitteilen.
- Die Konformitätsprüfung des Betons erfolgt allein durch den Hersteller, nicht wie bisher durch den Hersteller und den Verwender auf der Baustelle, was für BII Beton ($\geq B 35$) strikt verwirklicht wurde.
- Der Verwender prüft nur bei $\geq \text{Ük2}$ -Beton ($\geq C 30/37$ siehe DIN 1045-3, Tabelle 3) und dabei lediglich die Identität des Betons.

Die neue Konformitätsprüfung durch den Hersteller zeigt dabei eine geringere Hürde als die bisherige Güteüberwachungsprüfung durch Hersteller und Verwender. Die Identitätsprüfung der Baustelle zeigt des Weiteren eine geringere Hürde als die Konformitätsprüfung. Diese Zusammenhänge wurden in [7] auf Basis der Statistik erläutert; die Ergebnisse sind nachstehend zusammengefasst.

2.2.2 Die Betrachtung von Stichproben

Stichproben bestehen aus n Einzelproben, an denen jeweils der Wert des Prüfmerkmals, zum Beispiel Materialdruckfestigkeit f , gemessen wird. Bei einem normalverteilten Prüfmerkmal wird die Verteilung der an Einzelproben aus der Grundgesamtheit ermittelten Prüfmerkmalwerte durch die Gauß'sche Glockenkurve dargestellt (**Abb. 1**). Der Mittelwert der Prüfmerkmalwerte in der Grundgesamtheit wird mit μ , deren Standardabweichung – die „Glockenspreizung“ – mit σ bezeichnet.

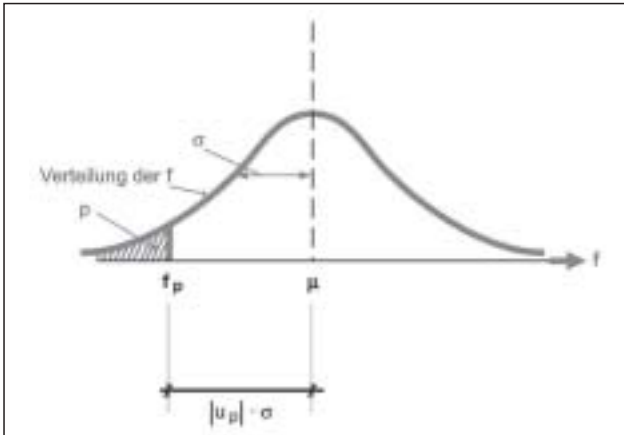


Abb. 1: (μ, σ) -normalverteilte Materialdruckfestigkeit f

Die Standardform der Normalverteilung (**Abb. 1**) gehorcht dem in **Tab. 1** wiedergegebenen mathematischen Zusammenhang. Es gilt dabei für den Zusammenhang zwischen der p -Quantilen f_p der (μ, σ) -Normalverteilung und der p -Quantile u_p der Standardnormalverteilung:

$$f_p = \mu + u_p \cdot \sigma \quad (1)$$

Anstelle von $p =$ Schlechtanteil in % lässt sich auch einsetzen $1 - \alpha =$ Aussagewahrscheinlichkeit in % bei Fehlerwahrscheinlichkeit α in %:

$$f_{1-\alpha} = \mu + u_{1-\alpha} \cdot \sigma \quad (2)$$

Für Qualitätsprüfungen der Baustofftechnologie ist häufig der Mittelwert \bar{f} einer Stichprobe aus einer normalverteilten Grundgesamtheit im Hinblick auf den Mittelwert μ der Grundgesamtheit zu bewerten. Es gilt: Bei Stichproben aus einer (μ, σ) -Normalverteilung sind die Stichprobenmittelwerte \bar{f} ebenfalls exakt normalverteilt mit Mittelwert μ und Standardabweichung σ/\sqrt{n} . Dabei ist die Streuung der Mittelwerte mit $\bar{\sigma} = \sigma/\sqrt{n}$ kleiner als die Streuung der Einzelwerte mit σ (**Bild 2**).

Tabelle 1: Die mathematische Formulierung der Standardform der Normalverteilung

Flächenanteil p	u_p
0,005	-2,576
0,05	-1,645
0,10	-1,282
0,16	-1,000
0,50	0
0,84	1,000
0,90	1,282
0,95	1,645
0,995	2,576

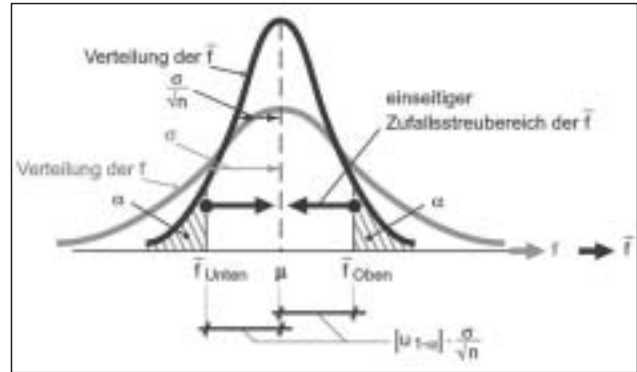


Abb. 2: Einseitige Zufallsstrebereiche für \bar{f}

Für den Schluss von einer bekannten Grundgesamtheit auf die Stichprobe lassen sich die in **Abb. 2** dargestellten einseitigen **Zufallsstrebereiche** für \bar{f} zur Wahrscheinlichkeit $1 - \alpha$ wie folgt definieren:

$$\bar{f} \geq \bar{f}_{\text{Unten}} = \mu - u_{1-\alpha} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad \text{bzw.} \quad (3)$$

$$\bar{f} \leq \bar{f}_{\text{Oben}} = \mu + u_{1-\alpha} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

Falls σ unbekannt ist, wird σ durch die Stichprobenstandardabweichung s statistisch geschätzt. Für die mit s gebildeten Zufallsstrebereiche für \bar{f} gilt:

$$\bar{f} \geq \bar{f}_{\text{Unten}} = \mu - t_{1-\alpha, n-1} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} \quad \text{bzw.} \quad (4)$$

$$\bar{f} \leq \bar{f}_{\text{Oben}} = \mu + t_{1-\alpha, n-1} \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$$

Die Werte $t_{1-\alpha, n-1}$ nach [3] sind für jedes n größer als die Werte $u_{1-\alpha}$ nach **Tabelle 1**. Für den Schluss von der Stichprobe auf die Grundgesamtheit lässt sich für ein \bar{f} der Vertrauensbereich für den Erwartungswert μ durch Umstellung von (3) und (4) definieren.

2.2.3 Die neue Verantwortung des Herstellers nach DIN Fb 100

In dem im Werk durchgeführten Konformitätsnachweis wird geprüft, ob der Stichprobenmittelwert \bar{f} mit Aussagewahrscheinlichkeit $1 - \alpha$ die Obergrenze des zum geforderten Sollwert μ_0 gehörenden einseitig nach oben abgegrenzten Zufallsstrebereiches übertrifft:

$$\bar{f} > \bar{f}_{\text{Oben}} = \mu_0 + u_{1-\alpha} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (5)$$

Nur in diesem Fall kann der Stichprobenmittelwert das geforderte μ_0 wirklich gewährleisten. Gleichwertig ist die Aussage, dass die Untergrenze des zu \bar{f} gehörenden einseitig nach unten abgegrenzten Vertrauensbereiches für den Erwartungswert μ den Sollwert μ_0 übertreffen muss; dies entspricht dem Nachweis der Einhaltung von $\mu > \mu_0$ nach [3]. Nun habe die p-Quantile der Grundgesamtheit die Anforderung $f_p \geq f_{Nenn}$ zu erfüllen:

$$f_p = \mu_0 + u_p \cdot \sigma \geq f_{Nenn} \quad (6)$$

In der Betontechnologie wird seit 1972 für eine Betonsorte erwartet, dass die 5%-Quantile ihrer normalverteilten Festigkeitswerte den vorgegebenen Wert der charakteristischen Festigkeit erreicht:

$$f_{c\ 5\%} = \mu - 1,645 \cdot \sigma \geq f_{ck} \quad (7)$$

Durch Einsetzen von (6) in (5) ergibt sich die **Entscheidungsregel** auf Basis einer Stichprobe dafür, dass mit Aussagewahrscheinlichkeit $1 - \alpha$ die Anforderung (6) an die p-Quantile der (μ_0, σ) -normalverteilten Grundgesamtheit eingehalten ist:

$$\bar{f} \geq f_{Nenn} - u_p \cdot \sigma + u_{1-\alpha} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (8)$$

$$\bar{f} \geq f_{Nenn} + \left[-u_p + \frac{u_{1-\alpha}}{\sqrt{n}} \right] \cdot \sigma = f_{Nenn} + \text{„Vorhaltemaß“}$$

Mit der Abkürzung λ (**Tab. 2**) lässt sich (8) als (9a) schreiben:

$$\bar{f} \geq f_{Nenn} + \lambda \cdot \sigma \quad (9a)$$

$$\bar{f} \geq f_{Nenn} + \lambda' \cdot s \quad (9b)$$

Gleichung (9b) beschreibt den Fall, dass σ durch s geschätzt wird; die zugehörigen Werte für λ' enthält ebenfalls **Tab. 2**. Das „Vorhaltemaß“ $\lambda \cdot \sigma$ ist in **Abb. 3** veranschaulicht; es wächst mit $1 - \alpha$ und kleiner werdendem n . Die Probenzahl wird im Weiteren für (9a) auch mit n_σ und für (9b) mit n_s bezeichnet.

Die Faktoren λ und λ' nach **Tab. 2** für hohe Aussagewahrscheinlichkeiten von $1 - \alpha = 90\%$ und 95% werden z. B. beim Konformitätsnachweis für die Normfestigkeit von Zement verwendet. Für die Kontrolle einer Betonfertigung mit abzusicherndem $p = 5\%$ ist die Forderung nach $\alpha = 5\%$ bzw. 10% zu streng. Für eine kleine Stichprobe mit z. B. $n = 3$ würden sich die Vorhaltemaße $2,60 \cdot \sigma$ bzw. $7,66 \cdot s$ ergeben. Bei üblichen Standardabweichungen von 3 N/mm^2 bis 5 N/mm^2 sind diese Vorhaltemaße so hoch, dass eine Betonherstellung hiermit praktisch nicht machbar ist [5].

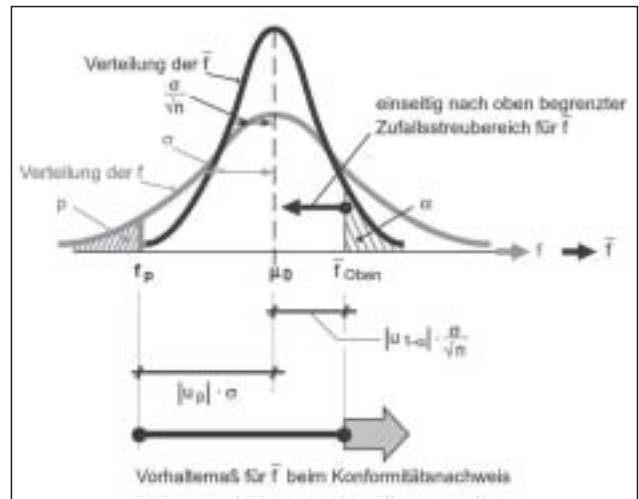


Abb. 3: Vorhaltemaß in der Entscheidungsregel für den Konformitätsnachweis

Mit dem Ausrichten der Konformitätsprüfung auf die 5%-Quantile in 1972 wurde es als notwendig und vertretbar angesehen, eine Entscheidungsregel mit ausgewogenem Hersteller- und Abnehmerrisiko zu verwenden [5], was ein gegenüber **Tab. 2** reduziertes λ bedeutet. Die alte DIN 1045/1084 gab für die Entscheidungsregel (9) den Faktor vor:

$$\lambda = 1,64 \text{ für } n_\sigma = 15 \text{ bzw. } n_s = 35 \quad (10)$$

Mit dem Faktor $\lambda = 1,64$, den Wert $-u_{5\%} = 1,645$ aus **Tab. 1** wiedergebend, liegt ein $\alpha = 50\%$ und damit eine Aussagewahrscheinlichkeit von $1 - \alpha = 50\%$ vor (**Abb. 5**).

In dem neuen DIN Fb 100 wird zusätzlich berücksichtigt:

Die Maßnahmen am Bauwerk bei Minderfestigkeiten, von einer Rückprallhammer- oder Bohrkernprüfung bis zur evt. Verstärkung, vermindern den effektiven Schlechtanteil: Wie in [6] ausführlich beschrieben, bewirkt dies einen Filtereffekt bei der Konformitätskontrolle. Von den zurückgewiesenen Losen wird angenommen, dass sie in einen einwandfreien Zustand versetzt werden.

Es folgt daraus für die Entscheidungsregel (9) in kleineres λ als bisher:

$$\lambda = 1,48 \text{ für } n_\sigma = 15 \text{ (mit Kontrolle von s) bzw. } n_s = 35 \text{ nach Erstherstellung} \quad (11)$$

In [7] zieht der Autor den Vergleich von alter mit neuer Norm auf Basis der dort hergeleiteten Operationscharakteristika. Theoretisch – in der bisherigen traditionellen Betrachtung ohne die vorgenannte Filterwirkung – wird mit $\lambda = 1,48$ die Einhaltung einer Anforderung an die 6,9%-Quantile nachgewiesen (**Abb. 5**). Die Einführung der Filterwirkung basiert auf [9]; da damit der Konformitätsnachweis erleich-

tert wird, kann übrigens erwartet werden, dass diese Arbeit ins Deutsche übersetzt werden wird. Als zusätzliches Konformitätskriterium wird ergänzend der Mindestwert der Stichprobe abgefragt.

Nach alter und neuer Norm wird alternativ zur statistischen Auswertung die Prüfung von Würfelserien $n = 3$ mit Abfrage von Mittel- und Mindestwert vorgenommen. Es wird dabei nach neuer Norm die Anzahl der zu nehmenden Würfel größer als bei der statistischen Auswertung. Die erforderliche Produktionsmenge zur Ermöglichung der statischen Auswertung ist geringer als bisher nach DIN 1084.

Tabelle 2: Faktoren λ und λ' nach [4]

Statistische Toleranzgrenzen Faktoren λ und λ' nach Owen [4] für $\lambda \cdot \sigma$ bzw. $\lambda' \cdot s$						
n	$1 \cdot \alpha = 0,90$ $p = 0,05$		$1 \cdot \alpha = 0,95$			
	λ	λ'	$p = 0,05$		$p = 0,10$	
			λ	λ'	λ	λ'
2	2,552	13,090	2,808	26,260	2,445	20,581
3	2,385	5,311	2,595	7,656	2,232	6,155
4	2,286	3,957	2,468	5,144	2,104	4,162
5	2,218	3,401	2,381	4,210	2,018	3,413
6	2,168	3,093	2,317	3,711	1,954	3,008
7	2,130	2,893	2,267	3,401	1,904	2,756
8	2,098	2,754	2,227	3,188	1,864	2,582
9	2,072	2,650	2,193	3,032	1,830	2,454
10	2,050	2,568	2,165	2,911	1,802	2,355
20	1,932	2,208	2,013	2,396	1,650	1,926
30	1,879	2,080	1,945	2,220	1,582	1,778
40	1,848	2,010	1,905	2,126	1,542	1,697
50	1,826	1,965	1,878	2,065	1,515	1,646
60	1,811	1,933	1,857	2,022	1,494	1,609
70	1,798	1,909	1,842	1,990	1,479	1,581
80	1,788	1,890	1,829	1,965	1,466	1,560
90	1,780	1,874	1,818	1,944	1,455	1,542
100	1,773	1,861	1,809	1,927	1,446	1,527
∞	1,645	1,645	1,645	1,645	1,282	1,282

Zusammenfassend ergibt sich eine neue Verantwortung des Betonherstellers:

- A) Die Konformitätsprüfung erfolgt nur noch im Herstellwerk (**Abb. 5**).
- B) Dabei ist zudem das Kriterium weniger streng als bisher:
 - a) Es gilt $\lambda = 1,48$ statt dem bisherigen $\lambda = 1,64$. Die Basis für die Verringerung stellt die als Filter wirkende Annahme dar, dass nichtkonforme Lose in einen einwandfreien Zustand versetzt werden. In [8] wird von „Selbstanzeigepflicht“ bei Nicht-Konformität gesprochen.

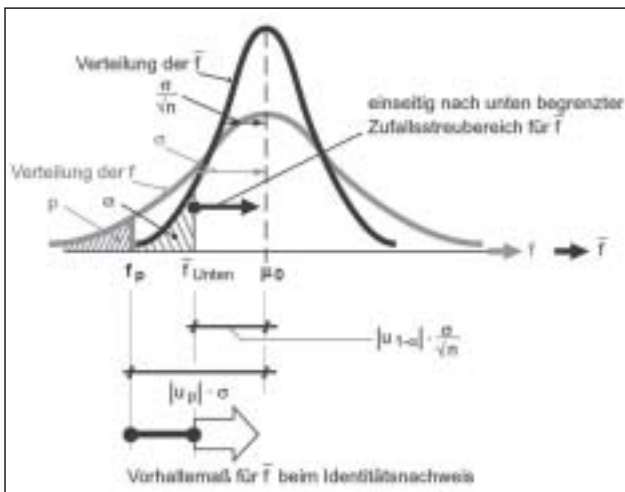


Abb. 4: Vorhaltemaß in der Entscheidungsregel für den Identitätsnachweis

b) In [10] wird eine weitere Änderung des Konformitätsnachweises des DIN Fb 100 angekündigt. Die Grenze für die Anwendung von (11) wird geändert: Statt $n_\sigma = 15$ gilt nun $n_\sigma \geq 15$ (mit Einschränkung auf die letzten 12 Monate), was den Konformitätsnachweis weiter erleichtern kann:

- zwar liegt der Faktor $\lambda = 1,48$ für $n_\sigma \geq 15$ gemäß [10] auf der sicheren Seite,
- andererseits aber können Prüflose mit periodisch zu geringen \bar{f} statistisch ausgeglichen werden. Dies zeigt das Beispiel in [10] zum Identitätsnachweis nach DIN 1045-3, der schon bereits bisher keine Beschränkung der Losgröße kennt und dessen Entscheidungsregel für das hohe n des Beispiels dem des Konformitätsnachweises nahe kommt. Es wird aber in [10] deutlich darauf hingewiesen, dass eine Erweiterung der Prüflosgröße bedingt, dass im Fall einer Nicht-Konformität eine größere Betonmenge betroffen ist.

- C) Ferner wird dem Hersteller in Zukunft das Mitdenken der Baustelle bei der Beurteilung des Betons fehlen, wenn die exakte Zusammensetzung des Betons nicht mehr preisgeben wird.
- D) Fast zeitgleich zur neuen DIN wurde übrigens im BGB die Verjährungsfrist der Mängelansprüche bei „einer Sache, die entsprechend ihrer üblichen

Verwendungsweise für ein Bauwerk verwendet worden ist, und dessen Mangelhaftigkeit verursacht hat,“ wie bei dem Bauwerk selbst auf fünf Jahre festgelegt. Vorher galt für diese „beweglichen Sachen“ eine Verjährungsfrist von sechs Monaten.

Aus A) bis D) resultiert insgesamt eine höhere Verantwortung des Herstellers für die Qualität des Betons, die abgefragt – und bezahlt werden muss.

2.2.4 Konsequenzen für den Verwender aus dem Identitätsnachweis in DIN 1045-3

Bei der Identitätsprüfung durch den Verwender wird bei Anlieferung des Transportbetons nur geprüft, ob das Ergebnis der Stichprobe den Festlegungen der geforderten (μ_0, σ) -normalverteilten Grundgesamtheit nicht widerspricht. Dies ist gegeben, falls gilt:

$$\bar{f} \geq \bar{f}_{\text{Unten}} = \mu_0 - u_{1-\alpha} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (12)$$

Gleichung (12) wird in [3] aus dem Nachweis der Verletzung von $\mu \geq \mu_0$ entwickelt. Der Nachweis, dass eine Stichprobe der Anforderung (6) an die p-Quantile der Grundgesamtheit nicht widerspricht, ist bei (μ_0, σ) -normalverteilter Grundgesamtheit mit der Aussagewahrscheinlichkeit $1 - \alpha$ gegeben, wenn die nach Einsetzen von (6) in (12) gewonnene Ungleichung für das beobachtete \bar{f} zutrifft:

$$\bar{f} \geq f_{\text{Nenn}} - u_p \cdot \sigma - u_{1-\alpha} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (13)$$

$$\bar{f} \geq f_{\text{Nenn}} + \left[-u_p - \frac{u_{1-\alpha}}{\sqrt{n}} \right] \cdot \sigma = f_{\text{Nenn}} + \text{„Vorhaltemaß“}$$

Die Zusammensetzung des Vorhaltemaßes ist in **Abb. 4** veranschaulicht. Mit einer größeren Aussagewahrscheinlichkeit $1 - \alpha$ sinkt hier das Vorhaltemaß im Sinne des Ausspruches: „dieses \bar{f} wird sicher noch zur Grundgesamtheit gehören“. Auch sinkt das Vorhaltemaß bei kleinerem n , mit dem die Beweiskraft für einen Widerspruch geringer wird.

In **DIN 1045-3** wird die Entscheidungsregel (13) als Identitätsnachweis mit $p = 5\%$ und mit $1 - \alpha = 99,5\%$ verwendet (bzw. 99% bei zweiseitiger Begrenzung des Zufallsstrebereiches [6]). Mit den u -Werten aus **Tab. 1** ergibt sich:

$$\bar{f}_c \geq f_{\text{ck}} + \left(1,645 - \frac{2,576}{\sqrt{n}} \right) \cdot \sigma \quad (14)$$

Die Werte der dortigen Tabelle A-3 wurden daraus für $\sigma = 4 \text{ N/mm}^2$ berechnet. Ergänzend wird $\min f$ abgefragt.

Im **DIN Fb 100** steht (13) für die Abfrage der Verträglichkeit der Stichprobe eines Familienmitglied-Betons mit der (μ, σ) -normalverteilten Grundgesamtheit der eigenständigen Betonfestigkeitsklasse. Die Formel wird für $n \leq 6$ und $\sigma = 5 \text{ N/mm}^2$ in der dortigen Tabelle 15 ausgewertet.

Die Konsequenzen für den Verwender lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- A) Die Baustelle spricht bei der Beurteilung des zu verarbeitenden Betons weniger mit als bisher, wenn auch national mehr, als EN 206 mit nur optionaler Annahmeprüfung vorsehen würde:
 - a) Es entfällt die Doppelprüfung des Betons im Konformitätsnachweis. Dem Verwender kommt bei der Entgegennahme von Transportbeton der Überwachungsklassen 2 und 3 nur die Abfrage der Identität des Betons zu (**Abb. 5**): Der Beton gehört ja zu einer Sorte, dessen bisherige Konformität bescheinigt ist; falls sich der gelieferte Beton später als zu einem nicht konformen Los gehörend herausstellen sollte, würde dies der Hersteller anzeigen. Ferner haben die umfangreichen empirischen Untersuchungen in [8] zur bisherigen Doppelprüfung im Vergleich der erzielten Festigkeiten auf der Baustelle mit denen im Lieferwerk zwar den gleichen Mittelwert gezeigt, aber eine um 27% höhere Standardabweichung.
 - b) Mit [10] erfährt der Identitätsnachweis eine weitere Verringerung der Hürde: Es soll n be-

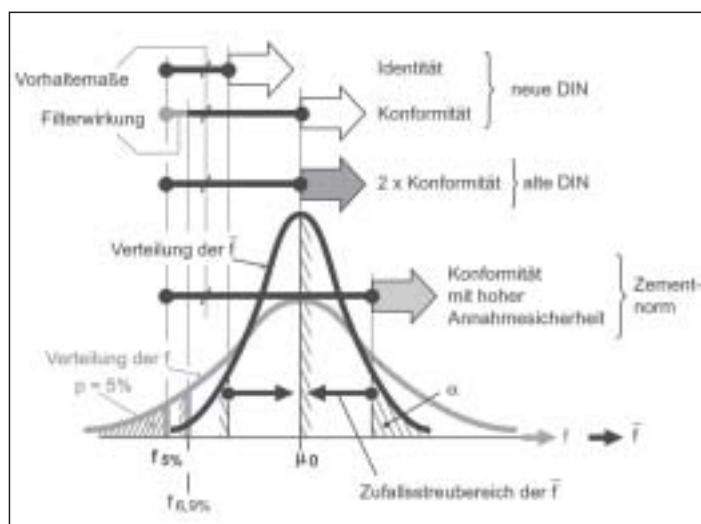


Abb. 5: Die zulässigen Bereiche für Stichprobenmittelwerte \bar{f} von Druckfestigkeiten (unmaßstäblich, Verteilung der \bar{f} verläuft tatsächlich bedeutend steiler und die Grenzen rücken enger zusammen)

liebig auf kleinere Prüflose mit kleinerem Teil-n und entsprechend geringerer Teil-Anforderung aufgeteilt werden können, was allerdings dem hier erläuterten Ansatz (13) widerspricht. Nach oben hin gab es bereits bisher keine zahlenmäßige oder zeitmäßige Losbegrenzung. Dies Letztere kann, wie in [10] kritisch gezeigt, ganze Perioden mit Minderfestigkeiten ausgleichen, auch wenn die Nachweisgrenze mit n ansteigt.

- B) Der DIN FB 100 sieht vor, dass der Baustelle die exakte Zusammensetzung des Betons nicht mehr mitgeteilt werden muss.

Der Bundesverkehrsminister als Bauherr allerdings verlangt in [12] von seinem Auftragnehmer sehr klar, dass dieser bei Sichtbeton und bei LP-Beton vom Betonhersteller die Angaben über die exakten Einwaagen einholen muss.

Beide Tatsachen A) und B) werden als Konsequenz haben, dass die Identitätsprüfungen ergänzt werden durch häufigere und kritischere Frischbetonprüfungen des gelieferten Betons bezüglich Konsistenz, Temperatur, Rohdichte und ggf. Luftporengehalt als bisher. Die Baustelle wird sich in Zukunft eher hüten, eine Wasserzugabe zu verlangen, denn das Gewicht der damit verbundenen Verantwortungsübernahme kann durch den Verwender ohne Kenntnis der Betonzusammensetzung überhaupt nicht mehr abgeschätzt werden.

3 *Tücke 2*: Tragwerksplaner und Betontechnologen sprechen eine andere Sprache

3.1 Die charakteristische Festigkeit ist für den Tragwerksplaner die des Zylinders

Eine der großen Neuerungen der neuen Beton-Norm-Generation ist die Einführung einer neuen Beton-Nennfestigkeit bzw. charakteristischen Festigkeit f_{ck} . Der Zylinder 150/300 mm, nass geprüft, gibt als neue Bezugsgröße

$$f_{ck} = f_{ck, cyl}$$

direkt die am Bauwerk zu erwartende Festigkeit wieder. Gesondert werden berücksichtigt:

- die niedrigere Langzeitfestigkeit; dies geschieht nach DIN 1045-1 über α nach der dortigen Gleichung (67);
- die schlechteren Erhärtungsbedingungen im Bauwerk gegenüber den Laborbedingungen;

dies wird durch den Teilsicherheitsbeiwert aufgefangen. Bei Prüfungen am Bauwerk dürfen nach der hierfür zurzeit noch geltenden DIN 1048-2 und -4 die zu erreichenden Ziel-Nennfestigkeiten um den Faktor 0,85 abgemindert werden.

Für Normalbeton lieferte der bisherige 200er Würfel, trocken geprüft, gegenüber dem nass getesteten Zylinder mit

$$\beta_{WN} = \beta_{\text{Nenn, Würfel 200, trocken}}$$

eine irreführend zu hohe Festigkeit. Diese ergibt sich aus folgenden physikalischen Prüfeinflüssen:

- a) Die Querdehnungsbehinderung durch Reibung in der Lasteintragungsfläche versteift den Würfel und bewirkt eine künstlich zu hohe Festigkeit, die im Bauwerk nicht auftritt. Die DIN 1045 alt sah darin bei dem Vergleich 200er Würfel zum Zylinder eine reine laborprüfungsbedingte Steigerung gegeben um den Faktor 1,25 für $\leq B15$ und 1,18 für $\geq B25$ bzw. eine Abminderung der Würfel- zum Erreichen der Zylinderfestigkeit um den Faktor 0,80 bzw. 0,85.
- b) Der nasse gegenüber dem trockenen geometrisch gleichen Probekörper weist eine geringere Festigkeit auf, wobei DIN Fb 100 eine Reduktion für normalfesten Normalbeton um den Faktor 0,92 und für hochfesten Normalbeton um 0,95 vorsieht. Die Ursache hierfür ist der allseitig wirkende Porenwasserüberdruck. Und – das Bauwerk kann ja nass sein, also muss auf der sicheren Seite auch nass geprüft werden. Dieser Faktor war bisher in der tabellenartigen Zuordnung der Festigkeitsklassen zu β_R sowie im globalen Sicherheitskonzept enthalten.

Der Quotient der beiden nass erzielten charakteristischen Festigkeiten $f_{ck, cyl}/f_{ck, cube}$ liegt für normalfesten Normalbeton i. M. bei 0,81, für hochfesten i. M. bei 0,84. Er berücksichtigt also den Faktor nach a). Hinzu kommt noch als weiteres physikalisches Phänomen:

- c) Ein Probekörper mit kleinerem Volumen zeigt für Normalbeton eine geringere Fehlstellenwahrscheinlichkeit und eine scheinbar größere Festigkeit als der mit dem größeren Volumen. Die alte DIN 1045 sah für den 150er Würfel gegenüber dem 200er Würfel den Abminderungsfaktor 0,95 vor (nach neuer Norm gilt in diesem Sinne $f_{c, cube100} \cdot 0,97 = f_{c, cube150}$).

Für die Umrechnung der Festigkeit des neuen 150er nassen Würfels in die des alten 200er trockenen Würfels ergibt sich aus den Faktoren nach b) und c) für normalfesten Normalbeton:

$$\beta_{\text{Würfel 200, trocken}} = f_{c, \text{ Würfel 150, nass}} \cdot 0,95/0,92$$

bzw.: $\beta_W = f_{c, \text{ cube}} \cdot 0,95/0,92$

Der äquivalenten Zuordnung der Normalbeton-Festigkeitsklassen neu nach alt nach [13] liegt der Ansatz zugrunde $\beta_{WN} = f_{ck, \text{ cube}}$. Diese Zuordnung gilt nur für die Berechnung von β_{WN} nach alter Norm aus einem gelieferten Beton nach neuer Norm – der zuvor beschriebene Quotient 0,95/0,92 ist konservativ zu 1,0 gesetzt. Eine entsprechende Zuordnung für Leichtbeton ist ebenfalls in [13] gegeben.

3.2 Die charakteristische Festigkeit ist für den Betontechnologen die des Würfels

Für die charakteristische Festigkeit gilt:

- in DIN 1045-1: $f_{ck} = f_{ck, \text{ cyl}}$
- in DIN Fb 100: $f_{ck} = f_{ck, \text{ cyl}}$ oder $f_{ck, \text{ cube}}$
- in DIN 1045-3: keine Definition

Fest steht, dass in der Praxis wie bisher mit 150er Würfeln geprüft werden wird, wegen der deutlich geringeren Masse des Würfels gegenüber der des Zylinders. Allen Beton-Prüfenden werden damit vor Augen haben:

$$f_{ck} = f_{ck, \text{ cube}}$$

Hiervon gehen im übrigen auch alle publizierten Beispiele zu DIN Fb 100 und DIN 1045-3 aus. Dies hat zwei Auswirkungen:

- Es können sich in der Kommunikation zwischen Herstellung und Verwendung tückische Missverständnisse ableiten.
- Der Zylinder als Probekörper wird benachteiligt:
Auf das niedrigere Niveau des $f_{ck, \text{ cyl}}$ bezogen, verändern alle f_{ck} -bezogenen absoluten Grenzwerte ihre Gewichtung:

- Das Kriterium an den kleinsten Stichprobeneinzelwert wird zwar auf Basis von Zylinderfestigkeiten leichter zu erfüllen sein,
- die viel dominanteren Kriterien aber an den Stichprobenmittelwert sind bei absoluten Aufschlägen wie

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 4$$

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 1,48 \cdot 3, \text{ falls für normalfesten Beton } \min \sigma = 3 \text{ N/mm}^2 \text{ maßgebend wird,}$$

offensichtlich auf die Würfel Festigkeit abgestimmt und werden bezogen auf den Zylinder als Probekörper schärfer – und die Grenze $f_{ck} + 4$ legt immerhin das Vorhaltemaß einer Erstherstellung fest. Hier findet eine gewisse Benachteiligung des Zylinders statt, die ihn als eher theoretische Größe bestätigt.

4 Tücke 3: Die Steuerung der Betoneigenschaften über strenge Vorgaben an den Zementleim birgt ein erhöhtes Rissrisiko

Die den Expositionsklassen zugeordneten Betoneigenschaften werden vornehmlich durch ein Paket von Anforderungen an die Betonzusammensetzung geregelt (Anhang F zu DIN Fb 100). Für eine Anzahl von Expositionsklassen werden *aus Belangen der Dauerhaftigkeit* niedrigere w/z und höhere Mindestfestigkeitsklassen verlangt als bisher.

- a) Für diese werden die Bewehrungsmengen zur Rissbreitenbegrenzungen bei Zwang entsprechend anwachsen. Rissvermeidungsstrategien kommen eine höhere Bedeutung zu als bisher.
- b) Diese Betone mit z. B. der Anforderung $w/z \leq 0,45$ und/ oder $C \geq C 35/45$ sind auch bei Einsatz von Betonverflüssiger/Fließmittel aufgrund der Forderung eines ausreichend robusten Wassergehaltes zementreich.. Die Rissneigung aus Abklingen der Hydratationswärme und aus Schwinden sowie elastische Formänderungen [16] und das Kriechen des Betons sind entsprechend signifikant.

Der Bundesverkehrsminister übrigens mindert in [12] für eine Anzahl von Verkehrsbauwerken diese Anforderungen des DIN Fb 100. Die Zwangbewehrung ist auch dort mit a) nach den theoretischen Festigkeitsanforderungen des DIN Fb 100 zu dimensionieren.

Eine zusätzliche versteckte Vorgabe der Norm kann nun den Zementleimgehalt aller Betone weiter erhöhen: Der Abschnitt 12.2 der DIN 1045-1 regelt die *Bewehrungsabstände in Abhängigkeit von Größtkorndurchmesser* der Gesteinskörnung:

- als erste Bedingung für den lichten Abstand e der Bewehrungsstäbe gilt alt wie neu:
 $e \geq 20 \text{ mm}$ bzw. d_s
- Der Bezug aber von e zum Größtkorndurchmesser D_{max} ist nun grundlegend geändert:

Bisher galt: Der überwiegende Teil des Zuschlags soll kleiner sein als der Abstand der Bewehrungsstäbe untereinander und von der Schalung sein.

Neu gilt: $e \geq D_{\text{max}} + 5 \text{ mm}$ für $D_{\text{max}} > 16 \text{ mm}$

Für das Größtkorn 32 mm gilt also $e \geq 37$ mm als minimaler lichter Abstand aller Bewehrungsstäbe. Diese Änderung soll offensichtlich die in der Vergangenheit durch enge Bewehrung häufig in Frage gestellte Betonierbarkeit der Bauteile wieder herstellen. Es gibt nun aber zwei Möglichkeiten der Umsetzung dieser Vorschrift:

- a) Entweder wird die Bewehrungsführung tatsächlich verbessert, wobei Praktiker zur Berücksichtigung von Kornform und Überkorn bei flächig liegender Bewehrung fordern (z.B. [18]):

$$e \geq 2 \text{ bis } 3 \times D_{\max}$$

- b) oder diese restriktive Regel, gegenüber der alten schwammigen, entschieden womöglich am Schreibtisch des Tragwerksplaners, lässt das 32er Korn zugunsten des alleinigen 16er Korns sterben.

Das zweite darf nicht passieren. Das 32er Korn muss weiterhin das Regelgrößtkorn bleiben: der Zementleimbedarf und damit auch die Rissgefahr des Betons ist geringer als beim 16er Korn. Jeder am Bau Beteiligte muss für die Alternative a) kämpfen und die neue Regel im Hinblick auf deutlich größere Bewehrungsabstände umsetzen. Ein vermehrter Einsatz von Teilweiser Vorspannung im Hochbau z. B. kann dabei helfen. Falls sich bereichsweise eine enge Bewehrung nicht umgehen lässt, sollte nach Ansicht des Autors das Größtkorn weiterhin von der Baustelle nach Verlegung der Bewehrung und nicht vorweg vom Tragwerksplaner festgelegt werden, damit zumindest in sinnvollen Teilbereichen das Regelkorn 32 mm eingesetzt werden kann.

An einer anderen Stelle der Norm wird übrigens bewusst der entgegengesetzte Weg begangen, weg vom rissträchtigen Zementleim:

- Den Beton mit hohem Wassereindringwiderstand (wasserundurchlässiger Beton) gibt es nicht mehr in der Zusammensetzung „WU-BI“ nach alter Norm. Der entsprechende Zementgehalt von 350 bzw. 370 kg/m³ war sehr hoch und damit der Beton rissanfällig.
- Der Beton mit hohem Wassereindringwiderstand ist mit DIN 1045 Tabelle 3 und [15] dennoch auch für den Ük1-Einsatz erlaubt, und zwar bei geringer Wasserbeanspruchung des Bauwerks, mit nun der alleinigen, nach wie vor geltenden, WU-BII-Vorgabe $w/z \leq 0,6$ beziehungsweise $w/z \leq 0,7$ ab 40 cm Dicke.

Die Untersuchungen in [17] weisen aus, dass es bei dickeren Bodenplatten im Fall einer Beschichtung empfehlenswert sein kann, zur Vermeidung einer Hinterfeuchtung die obersten 20 cm mit $w/z = 0,6$ auszuführen.

Literatur:

- [1] Bauministerkonferenz: Muster-Bauordnung MBO. November 2002, download als pdf-Datei unter www.bundesingenieurkammer.de
- [2] Hessische Bauordnung HBO mit Nachweisberechtigten-Verordnung, 2002, download als pdf-Datei unter www.gvbl.hessen.de dem online-Service der Hessischen Staatskanzlei
- [3] Stange, K.: Angewandte Statistik, Erster Teil: Eindimensionale Probleme. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York, 1970
- [4] Owen, D.B.: Handbook of Statistical Tables. Addison-Wesley-Verlag, London 1962
- [5] Bonzel, J., Manns, W.: Beurteilung der Betondruckfestigkeit mit Hilfe von Annahmekennlinien. Betontechnische Berichte 1969, S. 85-114, Beton-Verlag, Düsseldorf 1970
- [6] Zäschke, W.: Konformitätskontrolle und Konformitätskriterien. In: DAfStb-Heft 526, Erläuterungen zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4 und DIN 4226, Beuth Verlag Berlin, 2003
- [7] Schäper, M.: Betonkonformität nach DIN FB 100 und Betonidentität nach DIN 1045-3, die Fallstricke für Hersteller und Verwender. Verband Deutscher Betoningenieure e. V. VDB, Information 91/ 2004, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, und BetonWerk International BWi, Heft Juni 2004, S. 180-186
- [8] König, G.; Soukhov, D.; Jungwirth, F.: Sichere Betonproduktion für Stahlbetontragwerke. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1998
- [9] Taerwe, L.: Aspects of the stochastic nature of concrete strength including compliance control. Dissertation, Universität Gent, Belgien, 1985 (in Holländisch)
- [10] Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb): Erläuterung zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2 bis -4 und DIN 4226 – Normenbezug. Heft 526, Beuth Verlag, Berlin, 2003
- [11] Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb): Erläuterungen zu DIN 1045-1 – Normenbezug, Heft 525. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2003
- [12] Bundesminister für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), Verkehrsblatt Verlag Dortmund, März 2003
- [13] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Neues Normenwerk im Betonbau. DIBt-Mitteilungen 1/ 2002
- [14] Schriftenreihe der Bauberatung Zement:: Bauteilkatalog, Planungshilfe für dauerhafte Betonbauteile nach der neuen Normengeneration. Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 4. Auflage 2004
- [15] Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb): DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie). Beuth Verlag GmbH, Berlin, Nov. 2003
- [16] Schäper, M.: Der E-Modul des Betons ist keine fixe Größe. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2002), S. 225-232
- [17] Schäper, M., Kreye, J.: Die kritischen Randbedingungen einer Innenbeschichtung Weißer Wannen. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 1, S. 30-41
- [18] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.: Betonierbarkeit von Bauteilen aus Beton und Stahlbeton, DBV-Merkblatt 2004

Herausgeber:

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

ISSN 1430-9084

Redaktion:

Klaus Werwath, 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 Hertie, 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:

Dr.-Ing. Günter Griebenow, 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. Dieter Beyer, Magdeburg

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.

