



Der Prüferingenieur

24 April 2004

Seite 4

Prüferingenieure geben Hilfestellung bei Naturkatastrophen

Seite 19

Über die mathematische Codierung der Materie

Seite 28

Auswirkungen der DIN-Fachberichte auf Spannbetonstraßenbrücken

Seite 38

Monitoring im Bauwesen: Eine Aufgabe auch für die Prüferingenieure?

Seite 45

Entwicklung und Einführung einer neuer Generation von Betonen

Seite 55

Experimentelle und numerische Verfahren bei der Bauwerks-Bemessung

Seite 64

Schnittgrößen in Isolierverglasungen

Seite 68

BÜV-Empfehlungen für die Bauüberwachung von Windenergieanlagen

INHALT

EDITORIAL

Dr.-Ing. Peter A. Kugler
Prüfingenieure geben Hilfestellung bei Naturkatastrophen **4**

NACHRICHTEN

- Bundesvereinigung mahnt erneut zur Erhaltung des Vier-Augen-Prinzips **6**
Der Erhaltungsaufwand bei Brücken wird sich in zehn Jahren verdoppeln **7**
Arbeitstagungen des Beton-Vereins zu Betonbrücken und Verbundbau **7**
Bundesvereinigung kämpft für die Unabhängigkeit bautechnischer Prüfungen **8**
TOS-Seminare für die Prüfung zum anerkannten Sachverständigen **8**
BÜV und EBA: Musterprüfbericht für bautechnische Prüfungen **9**
Arbeitstagung der Bundesvereinigung im September in Hamburg **9**
Neue Brandenburgische Bauordnung betont die Stellung des Objektplaners **10**
Beckstein avisiert den Prüfingenieuren in Bayern „ergebnisoffene“ Gespräche **11**
Arbeitserleichterung: Checklisten für die „Überwachung von Bauprodukten“ **12**
Veranstaltungen für die Prüfingenieure **12**
Dr.-Ing. Peter A. Kugler neuer DPÜ-Präsident **13**
DPÜ-Bauwerkspass für das Bauen im Bestand **13**
12. Bautechnisches Seminar in NRW: „Hinter der Schaufel wohnt der Teufel“ **14**
Undine Klein wurde neue Landesvorsitzende der VPI in Sachsen-Anhalt **15**
Stellungnahme zu den BÜV-Empfehlungen für Glas im Bauwesen **16**
Wechsel in der Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüfingenieure **16**
Jahrestagung von TOS und VSR am 7./8. Mai am Bodensee **17**
Gute Arbeitserleichterung: Kommentierte Kurzfassung der neuen DIN 1045-1 **17**
Ein Ingenieur mit Herz – Gerhard Feld wurde 70 **18**

MATHEMATIK

Dr. rer. nat Plichta:
Über die mathematische Codierung der Materie **19**

BRÜCKENBAU

Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach/Dr.-Ing. Dirk Prose/Dr. sc. techn. Roland von Wölfel:
Auswirkungen der DIN-Fachberichte auf Spannbetonstraßenbrücken **28**

BAUEN IM BESTAND

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Horst Falkner:
Monitoring im Bauwesen: Eine Aufgabe auch für die Prüfingenieure? **38**

BETONBAU

Prof. Dr.-Ing. Joost Walraven:
Entwicklung und Einführung einer neuer Generation von Betonen **45**

STRÖMUNGSTECHNIK

Prof. Dr.-Ing. Hans-Joachim Gerhardt:
Experimentelle und numerische Verfahren bei der Bauwerks-Bemessung **55**

GLASBAU

Dipl.-Ing. A. Kloschinski/Dipl.-Ing. F. Wiesner
Schnittgrößen in Isolierverglasungen **64**

WINDENERGIEANLAGEN

BÜV-Empfehlungen für die Bauüberwachung von Windenergieanlagen **68**

IMPRESSUM **74**

Prüfingenieure geben Hilfestellung bei Naturkatastrophen

Die Natur verliert ihr Gleichgewicht, weil ein Wandel des Weltklimas eingesetzt hat. Die Wetterexzesse überall auf dem Globus sind unwiderlegbarer Beweis des Verlustes der meteorologischen Balance, der auch auf den Raubbau des Menschen an der Natur zurückzuführen ist. „Mindestens zu 30 Prozent“, wie der Gletscherforscher Heinz Miller, Direktor des Alfred-Wegener-Instituts für Polar- und Meeresforschung in Bremerhaven schätzt. Und Friedrich-Wilhelm Gerstengarbe vom Potsdam-Institut für Klimafolgenforschung verweist darauf, dass sich die Zahl der Wetterextreme in den vergangenen 50 Jahren vervielfacht hat.

All diese wissenschaftlich untermauerten Prognosen haben in den vergangenen Monaten die Verantwortlichen im Bereich Katastrophenschutz zu den unterschiedlichsten Aktivitäten in technischer und finanzieller Hinsicht veranlasst. So sind z.B. in Bayern die sieben Vorhersagegebiete werden auf 16 erweitert worden.

Technisches Know-how ist im Hochwasserschutz eigentlich selbstverständlich. Dies sprach denn auch der Präsident der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Günter Timm, bei der Jahresversammlung 2002 deutlich an. Und damit dies kein Lippenbekenntnis bleibt, wurde jetzt von den BÜV- und TOS-Mitgliedern ein Arbeitskreis im DPÜ gebildet, der sich mit der Fantasie des Menschen im Kampf gegen Naturgewalten beschäftigt. Dabei sollen die Prüfingenieure eine wesentliche Rolle spielen, wie das folgende Beispiel zeigen kann.

Es war Anfang August 2002. Beim Hochwasser der Moldau entstanden an einem Hotel in Prag erhebliche Sachschäden, die sich aufgrund der folgenden, monatelangen Sanierungsarbeiten und aufgrund des dadurch verursachten Umsatzverlustes finanziell im mehrstelligen Millionenbereich bewegten. Da das Ho-



*Dr.-Ing. Peter A. Kugler
Präsident des Deutschen
Instituts für Prüfung und
Überwachung (DPÜ)*

tel zu einer internationalen Gruppe gehört, wurde die wirtschaftliche Katastrophe schnell über alle Grenzen hinweg bekannt. Die Manager hatten festgestellt, dass durch traditionelle „Retungsmaßnahmen“ mitunter erhebliche Schäden entstehen können.

Einige Tage später standen die Verantwortlichen des zum selben Konzern gehörenden Hotels in Dresden vor einem ähnlichen Dilemma wie die Kollegen in Prag. Diesmal bedrohte das Hochwasser der Elbe den Beherbergungsbetrieb in „Elbflorenz“. Da die Fehler von Prag nicht wiederholt werden sollten, wurde zunächst der Gutachter einer Versicherung bestellt. Dem freilich fehlten

die Informationen über die baustatischen Rahmenbedingungen. Da außerdem die Zeit drängte, wurde unser Ingenieurbüro per Notruf nach Dresden gerufen.

Der Alarm erreichte uns an einem Dienstag um 16 Uhr. Dresden war zu diesem Zeitpunkt von der Polizei weiträumig abgesperrt, sodass wir von einem Blaulicht-Fahrzeug vom Stadtrand zum Hotel geleitet werden mussten. Die vordringlichste Aufgabe war es, die baustatischen Unterlagen im Hotel zu sichten, die an mehreren Plätzen verteilt und nur unvollständig aufgefunden wurden. Dadurch verging wertvolle Zeit. Zudem waren die Unterlagen mehr als lückenhaft. (Vielleicht lernen die Hotelmanager daraus, solche Ernstfall-Papiere künftig einheitlich und vollständig zu deponieren).

Zeitverzögernd war außerdem die Tatsache, dass das Bemessungsgrundwasser aus diesen bautechnischen Unterlagen nicht eindeutig zu entnehmen war.

Aus den vorgefundenen Unterlagen war zu vermuten, dass die Auftriebsberechnung für einen Grundwasserstand vorgenommen wurde, der einem Elbe-Hochwasser mit Pegel 7,50 m entspricht. An diesem Abend hatte die Elbe einen Pegel von gut 6,50 m erreicht. Die Vorhersage des maximalen

Hochwasserpegels in Dresden betrug offiziell 8,50 m, inoffiziell ist man von ca. 8,30 bis 8,40 m ausgegangen.

Hier ist anzumerken, dass einige Tage vor dem zu erwartenden Elbe-Hochwasser ein Nebenfluss der Elbe, die Weißeritz, sehr starkes Hochwasser führte.

Damit war klar, dass bezüglich der Auftriebsicherheit nicht nur das Elbe-Hochwasser zu beobachten war, sondern auch der Pegelstand des Grundwassers, weil dieser auch eventuell dem Hochwasser der Elbe vorauslaufen könnte. Üblicherweise steigt bei einem Hochwasser eines Flusses nachfolgend auch das Grundwasser in der Umgebung des Flusses.

Eine höchstvorsorgliche Öffnung des Straßenbelages zeigte tatsächlich, dass das Grundwasser bereits auf einer Höhe stand, die einer Pegelhöhe der Elbe von 7,50 m entsprach.

Eine ausführliche Begehung des Hotelblocks ergab zusammen mit den fragmentarisch vorhandenen Gebäudeunterlagen, dass die Tiefgarage im Innenhof des Hotels in einem Teilbereich nur einstöckig überbaut war. Um 2 Uhr früh in dieser Nacht war nach einer überschlägigen Auftriebsberechnung klar, dass die Tiefgarage bei einem höheren Grundwasserstand als Pegelstand 7,50 m tatsächlich auftriebsgefährdet war.

Darauf hin wurde zusammen mit der Hotelleitung beschlossen, die Tiefgarage fluten zu lassen. Zu diesem Zeitpunkt bereits befand sich kein Auto mehr in der Tiefgarage. Allerdings befanden sich zur Versorgung des Hotels noch einige Aggregate in der Tiefgarage. Wegen der Gefährdung der Umwelt durch Wasser gefährdende Stoffe mussten diese Aggregate aus der Tiefgarage entfernt werden, was eine teilweise Stilllegung des Hotelbetriebs bedeutete. Ab ca. 3.30 Uhr wurde die Tiefgarage des Hotels mit selbst organisierten Pumpen sowie mit Pumpen des Technischen Hilfswerks und der Feuerwehr geflutet.

In den folgenden Tagen waren wir damit beschäftigt, undichte Tiefgaragenwände und -türen zu beurteilen, abzudichten und das eindringende Wasser in den Restkellern abzusaugen. Parallel dazu wurden Sandsackbarrieren aufgebaut, um das Elbewasser vom Gebäude fern zu halten. Das an Tiefpunkten im

Straßenniveau zusammenlaufende Grundwasser, mittlerweile vermischt mit Elbewasser, welches durch die Dämme drang, wurde abgepumpt. Die Sandsackdämme waren ausgelegt für ein Elbe-Hochwasser mit einem Pegel von 8,50 m.

Leider waren die Vorhersagen bezüglich des höchsten Elbepegels von 8,50 m durch den Krisenstab der Stadt Dresden unzutreffend. Bei einer Pegelhöhe von ca. 9,20 m mussten die Wälle aufgegeben werden. Dies bedeutete, dass alle anderen Versorgungsbereiche des Hotels im Untergeschoss innerhalb weniger Minuten aufgegeben werden mussten.

Eine Vorkehrung zur vollständigen Entsorgung von Wasser gefährdenden Stoffen konnte, im Gegensatz zur planmäßig gefluteten Tiefgarage, nicht mehr getroffen werden.

Immerhin war es gelungen, Gebäudeschäden durch eine fachgerechte Beratung zu vermeiden.

In den darauf folgenden Tagen wurden das abfließende Elbehochwasser und der Grundwasserstand, auch in dem selbst geschaffenen Grundwasserpegel, beobachtet. Nach Absinken des Grundwassers unter den kritischen Pegel von 7,50 m (Elbepegel) hätte die geflutete Tiefgarage sofort ausgepumpt werden können. Ohne ausdrückliche Haftungsübernahme war es zu diesem Zeitpunkt nicht mehr möglich, eine Pumpe der Feuerwehr oder des Technischen Hilfswerks zu aktivieren. Nach entsprechender Darstellung unserer Qualifikation erhielt das Hotel dann die nötige Unterstützung durch die Hilfsorganisationen.

Durch den hier beschriebenen Ablauf der bautechnischen Beratung war es dem Hotel – es ist das erste Haus am Platze – möglich, den Hotelbetrieb wieder aufzunehmen.

Fazit: Nicht nur bei Hochwasser können Prüferingenieure mit Fantasie und fachlicher Kompetenz Schäden verhindern oder minimieren.

Derzeit überlegt der Arbeitskreis im DPÜ deshalb, wie künftig auch bei anderen Naturkatastrophen sinnvolle Hilfe geleistet werden kann; Hilfe, die bei Feuer, Sturm oder Erdbeben vermehrt nötig sein wird, wenn die Prognosen der Meteorologen eintreffen. Und davon muss ausgegangen werden.

Nach erneuten Erdbeben und Einstürzen eines Hochhauses in der Türkei und eines Schwimmbades in Moskau

Bundesvereinigung mahnt erneut zur Erhaltung des Vier-Augen-Prinzips

Die fachliche und wirtschaftliche Unabhängigkeit der Prüferingenieure muss weiterhin gewährleistet sein

Anlässlich der jüngsten Erdbeben im Iran, in Marokko und in der Türkei und des Einsturzes eines Hochhauses in Konya/Türkei und eines Schwimmbades in Moskau hat die Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik die Öffentlichkeit und die in Bund, Ländern und Gemeinden politisch Verantwortlichen erneut auf die Notwendigkeit des Erhalts des Vier-Augen-Prinzips aufmerksam gemacht, damit „solche Schreckensmeldungen nicht auch bei uns zur Realität werden können“.

Solche Schreckensmeldungen über verheerende und unvorhersehbare Bauschäden mit hohen Verlusten an Leib und Leben wollen, so schreibt die Bundesvereinigung in ihrer Pressemeldung, nicht verstummen, und fragt: Wären Bauschäden solchen Ausmaßes, seien sie nun durch Naturgewalten oder Unzulänglichkeiten bei der Planung und dem Bau ausgelöst, auch bei uns in Deutschland vorstellbar?

„Nein“ sagt die Bundesvereinigung, zumindest dann nicht, wenn das Vier-Augen-Prinzip bei der bautechnischen Prüfung und die Unabhängigkeit der Prüferingenieure aufrecht erhalten werden. Denn in den letzten Jahrzehnten sei auf Grundlage der Landesbauordnungen und des jeweils aktuellen Normenwesens gemeinsam durch die Bauaufsichtsbehörden und die anerkannten Prüferingenieure für Bautechnik ein Qualitätsstandard geschaffen worden, der mit dem Vier-Augen-Prinzip sowohl für die Prüfung der bautechnischen Unterlagen als auch die Bauüberwachung die Sicherheit und Qualität der Bauwerke sicherstelle.

Dieser Standard habe internationale Anerkennung gefunden. Eine Voraussetzung hierfür sei al-

lerdings auch die fachliche und wirtschaftliche Unabhängigkeit des Prüferingenieurs gewesen, der hoheitlich im Auftrag der Bauaufsichtsbehörden tätig gewesen sei und damit – unabhängig von Bauherren und Baufirmen – wesentliche Maßnahmen für die effektive, vorbeugende und schadensverhindernde Kontrolle durchführen können und müssen.

Nach Einschätzung der Prüferingenieure ist der ehemalige Sicherheits- und Qualitätsstandard allerdings nicht länger aufrechtzuerhalten, wenn nicht ein nachhaltiger Kurswechsel stattfindet. Die Zahlen über Schadenshäufigkeiten und -ausmaße belegten diese Entwicklung. Der Pfusch am Bau greife auch in Deutschland um sich. Auf vielen Baustellen herrschten mittlerweile dramatische Zustände. Die Auslastung der Schadensgutachter zur Erfassung und Bewertung von Schäden und zur Vorbereitung der gerichtlichen Auseinandersetzungen und kostenintensiven Schadensregulierungen habe deutlich zugenommen, so die Bundesvereinigung. Ein Grund für diese Entwicklung seien die so genannten Deregulierungsmaßnahmen in der Verwaltung, wodurch zunehmend Bauwerke von der Prüfpflicht durch einen hoheitlichen „Prüfer“ ent-

bunden würden und die am Bau Beteiligten nach eigenem Ermessen, geleitet durch vordergründige wirtschaftliche Interessen, einen Sachverständigen nach eigener Wahl beauftragen könnten. In Norwegen habe man bereits vor Jahren Konsequenzen aus zunehmenden Bauschäden infolge der Liberalisierung der Bauordnung gezogen und beispielsweise die Tragwerksplaner einer Qualitätssicherung unterstellt.

23. Steinfurter Stahlbauseminar am 12. Mai in Rheine

Die Fachhochschule Münster (Prof. Dipl.-Ing. R. Hacken), die Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik, der Deutsche Stahlbauverband und der Verband für Schweißen und verwandte Verfahren veranstalten am 12. Mai in der Stadthalle Rheine das 23. Steinfurter Stahlbauseminar.

Auf dem Programm stehen mehrere stahlbautechnisch höchst aktuelle Vorträge, unter anderem über den Wiederaufbau der Slobodabücke in Novisad, über den Lehrter Bahnhof („Glas trägt mit Stahl“), über Hohlprofilkonstruktionen (neuere Erkenntnisse, Vorschriften und Erfahrungen), über Neues aus dem Stahl- und Verbundbrückenbau, über Stabilitätsprobleme bei Glaskonstruktionen und über das Tragverhalten von Wellstegträgern.

Auskünfte erteilt und Anmeldungen nimmt die FH Münster entgegen (Fax: 02551/962-393, www.fh-muenster.de/fb3).

Der Erhaltungsaufwand für Brücken wird sich in zehn Jahren verdoppeln

Bundesvereinigung warnt vor zu geringen Investitionen für die Brückensanierung

Der Schadenszustand der Brücken in Deutschland wird sich in den kommenden zehn Jahren deutlich erhöhen. Darauf hat die Bundesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik warnend hingewiesen.

Der erforderliche Erhaltungsaufwand betrage, so rechnet die Bundesvereinigung der Öffentlichkeit und der Fachwelt vor, bei dem heutigen Zustand der Brücken etwa 400 Mio. Euro pro Jahr. Aufgewendet würden aber – wegen fehlenden Geldes – lediglich 200 Mio. Euro pro Jahr – und dies schon seit einigen Jahren. Die Schadensentwicklung sei nicht linear, sondern stark steigend. Wenn man diese Zahlen hochrechnet, hätte man in zehn Jahren statt eines Schadensaufwandes von 2 Mrd. Euro einen Schadensaufwand auf 4 Mrd. Euro zu betreiben. Mit anderen Worten, in zehn Jahren verdoppelt sich der Schadenszustand der Brücken im Hinblick auf die Sanierungskosten, wenn nicht ausreichend saniert wird.

Es gibt in Deutschland etwa 36.000 Brücken, die als Bundesfernstraßen verwaltet werden; insgesamt gibt es in der Bundesrepublik Deutschland mit den Brücken der Länder und Kommunen etwa 120.000 Brücken. Die Länge aller Brücken der Bundesfernstraßen beträgt 1.700 Kilometer, also etwa die Entfernung von Hamburg nach Rom. Die Gesamtbrückenfläche beträgt etwa 26 Millionen Quadratmeter.

Diese Brücken sind, wie die Bundesvereinigung in ihrer Information schreibt, zu etwa 70 Prozent als Spannbetonbrücken errichtet und nach der RI-EBW-Prüfung auch benotet. Die Benotung beinhaltet den Zustand der Brücken. Sie reicht von 0 bis 4, wobei die Noten 3 bis 3,5 als kritisch anzu-

sehen sind (etwa 4 Mio. m²), während die Benotung von 3,5 bis 4 im Prinzip einen sofortigen Neubau erfordert (1 Mio. m²). Diese kritischen Brücken (mit insgesamt 5 Mio. m²) werden, wenn der Erhaltungsaufwand nicht forciert wird, im Jahre 2015 auf 10 Mio. m² ansteigen.

Hauptursache für die Schäden sind die geringe Betondeckung und nicht verpresste Hüllrohre, wodurch Schäden an den Spanngliedern entstehen können. Mehr als 50 Prozent aller Brücken, die in den Jahren 1960 bis 1975 gebaut wurden, sind beschädigt. Seinerzeit wurde als Brückenbelag Mastix und Glasvlies gewählt. Dieser Belag wurde von Tausalz unterlaufen und führte somit zu Schäden am Beton. Der Mastixbelag hält in der Regel 15 bis 20 Jahre und müsste dann erneuert werden, aber auch hier fehlt das Geld für die Erneuerung.

Arbeitstagungen des Beton-Vereins zu Betonbrücken und Verbundbrücken

Thema sind die DIN-Fachberichte 100 bis 104

Der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein (DBV) und die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) führen im April und im Juni in Dortmund, Berlin und Stuttgart mehrere Arbeitstagungen über „Betonbrücken“ und „Verbundbrücken“ durch. Gegenstand der Tagungen sind die jeweils relevanten DIN-Fachberichte (100 bis 104) und ihre Anwendung sowie die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING).

Hauptreferenten der Tagungen sind die Autoren der einschlägigen Leitfäden zu diesen Fachberichten, die Professoren Hanswille (Uni Wuppertal), Mau-

rer (Uni Dortmund) und Novák (Uni Stuttgart). Die Tagungsg Gebühr beträgt für eine Veranstaltung 120 €, für beide Veranstaltungen 200 €.

Die Termine für die Arbeitstagungen „Betonbrücken“ sind am 29. April in Dortmund, am 10. Juni in Berlin und 24. Juni in Stuttgart. Die Arbeitstagungen „Verbundbrücken“ sind jeweils einen Tag später.

Auskünfte erteilt der DBV (Tel.: 030/2360-9632, Fax: 030/2360-9634, E-Mail: Mrochen@betonverein.de, Internet: www.betonverein.de).

Die Bundesvereinigung kämpft für die Unabhängigkeit bautechnischer Prüfungen

Die Stellungnahmen zur M-PPVO haben noch einige Verbesserungen bewirkt

Ist die Unabhängigkeit bautechnischer Prüfungen mit der M-PPVO noch sichergestellt? Dies ist die entscheidende Frage, die im Rahmen der Umsetzung der Musterverordnung über die Prüfingenieure und Prüfsachverständigen nach § 85 Abs. 2 MBO (M-PPVO) immer wieder gestellt wird, die durch den Ausschuss für Bauwesen und Städtebau der ARGEBAU offiziell im Oktober 2003 beschlossen wurde. Die Verordnung sieht neben dem hoheitlich tätigen Prüfingenieur für Baustatik den privatrechtlich tätigen Prüfsachverständigen im Auftrag des Bauherrn oder des sonstigen nach Bauordnungsrecht Verantwortlichen vor.

Durch die Stellungnahmen der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) zum Entwurf der Musterverordnung vom Stand Dezember 2002 konnten unter anderem mit der Erhöhung des Stundensatzes von 1,3 Prozent auf 1,5 Prozent des Mindestgehaltes eines Landesbeamten (Besoldungsstufe A15), der Umstellung der Honorierung der Prüfingenieure bzw. Prüfsachverständigen für den baulichen Brandschutz auf Tafelwerte sowie der Einführung des Begriffes „anrechenbare Bauwerte“ Teilerfolge erzielt werden.

Der Forderung der BVPI, die Unabhängigkeit der bautechni-

schen Prüfung durch bauaufsichtliche Beauftragung und den Status der hoheitlichen Tätigkeit zu sichern, ist offensichtlich aus politischen Erwägungen nur optional stattgegeben worden.

In der M-PPVO sind gegenwärtig zwei Alternativen für die Durchführung der bautechnischen Prüfung der Standsicherheit und des vorbeugenden baulichen Brandschutzes beschrieben, deren Zuordnung zu den bauordnungsrechtlichen Verfahren den einzelnen Ländern obliegt:

■ Prüfung durch von der Bauaufsicht beauftragte Prüfingenieure für Baustatik und Prüfingenieure für Brandschutz,

■ Prüfung durch vom Bauherrn beauftragte Prüfsachverständige für Bautechnik und Prüfsachverständige für Brandschutz.

In beiden Fällen haben die Prüfenden die gleichen Aufgaben zu erfüllen: die Prüfung der Einhaltung der bauordnungsrechtlichen Anforderungen hinsichtlich der Standsicherheit, der Dauerhaftigkeit und/oder des Brandschutzes. Als Prüfingenieure sind sie hoheitlich tätig, als Prüfsachverständige privatrechtlich. In jedem Fall ist die Unabhängigkeit zu gewährleisten.

Die Umsetzung in den Ländern und damit verbundene Erfahrungen müssen zeigen, wohin die Entwicklung der bautechnischen Prüfung in Deutschland gehen wird.

Die vollständige Stellungnahme der Bundesvereinigung der Prüfingenieure zur Musterverordnung kann im Internet unter der Adresse www.bvpi.de abgerufen werden.

TOS-Seminare für die Prüfung zum anerkannten Sachverständigen

Die Technische Organisation von Sachverständigen (TOS) veranstaltet Ende April sowie im Juni und im September in Stuttgart drei Seminare zur Vorbereitung auf die Prüfung zum anerkannten Sachverständigen, und zwar:

■ für den Fachbereich Lüftungstechnik am 25. und 26. Juni und am 10. und 11. September zur Prüfungsvorbereitung

zum anerkannten Sachverständigen für die Prüfung von Lüftungstechnischen Anlagen, CO-Warnanlagen in Großgaragen sowie Rauch- und Wärmeabzugsanlagen nach dem Bauordnungsrecht (Teilnehmergebühr 530 €, für TOS Mitglieder 430,00 €) und

■ für den Fachbereich Elektrotechnik am 24. April zur Vorbe-

ereitung auf die Sachverständigenprüfung nach Bausachverständigenverordnung BauSVO und Sachverständigenordnung SVO (Teilnehmergebühr 500 €, für TOS Mitglieder 370 €).

Einzelheiten sind in der TOS-Geschäftsstelle in Hamburg (Tel.: 040/30379-140, Fax: 040/353565) oder im Internet unter www.tos-ev.de zu erfahren.

BÜV und EBA: Musterprüfbericht für bautechnische Prüfungen

Viele Prüfberichte entsprechen nicht den Anforderungen

Der Bau-Überwachungsverein (BÜV) hat in Zusammenarbeit mit dem Eisenbahn-Bundesamt (EBA) und der DB AG einen Musterprüfbericht erarbeitet für die Durchführung der bautechnischen Prüfung. Bei Geschäftsprüfungen der Außenstellen des EBA wurde festgestellt, dass viele Prüfberichte nicht den gestellten Anforderungen entsprechen. Um diese klarer zu definieren, wurde dieser Mu-

sterprüfbericht erarbeitet und auf einer Sachverständigentagung des Verbandes Deutscher Eisenbahn-Ingenieur (VDEI) in Fulda von Baudirektor Dipl.-Ing. Freystein vom EBC (Eisenbahn-Cert, Benannte Stelle Interoperabilität, Bahnsysteme) vorgestellt.

Alle Prüfingenieure und Sachverständigen, die für das Eisenbahn-Bundesamt tätig werden,

sollten in Zukunft nach dem Schema dieses Musterprüfberichtes arbeiten.

Der Musterprüfbericht kann in der Geschäftsstelle des Bau-Überwachungsvereins (Fax: 040/353565) bestellt oder im Internet abgerufen werden, und zwar unter der Webseite der Bundesvereinigung: www.bvpi.de oder unter www.buev-ev.de.

Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüflingenieure im September in Hamburg

Auf dem Programm: Die Wahl eines neuen Präsidenten und interessante Fachvorträge

Die diesjährige Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik, die vom 19. bis 21. September in Hamburg stattfinden wird, hat – neben dem üblichen inhaltsreichen Fachprogramm und einem attraktiven Beiprogramm – einen besonderen Höhepunkt: die Wahl eines neuen Präsidenten der Bundesvereinigung, die deshalb nötig wird, weil Dr.-Ing. Günter Timm als langjähriger und erfolgreicher Präsident für eine erneute Wiederwahl nicht zur Verfügung steht.

Obwohl das vollständige Programm der Hamburger Arbeitstagung bei Redaktionsschluss dieser Ausgabe noch nicht feststand, weist die Bundesvereinigung schon jetzt auf den Termin (19. bis 21. September) im Radisson-SAS-Hotel am Dammtor und im benachbarten Congress Centrum empfehlend hin. Für die Fachvorträge am Montag, dem 20. September, und am Dienstag, dem 21. September, sind

■ die ingenieurtechnisch höchst interessantesten Bemes-

sungsmethoden für Luft- und Raumfahrtkonstruktionen,

■ die Restlebensdauer und die Ermüdung von Bauwerken aus Beton, Stahl und Mauerwerk,

■ ausgewählte Probleme der Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund und

■ die verschärften Regelungen zur Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetonbauwerken nach neuer DIN 1045-1

als Themen geplant.

Insbesondere im Hinblick auf die baurechtlich geforderte Prüfung der Standsicherheit einerseits und der aus Verbrauchersicht wünschenswerten Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit andererseits soll im letzten Vortragsblock die Sinnhaftigkeit einer Abgrenzung zwischen Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit bei der baurechtlichen Prüfung betrachtet werden.

Die Neuwahl des Vorstandes und des Präsidenten wird im Rahmen der diesjährigen Mitgliederversammlung der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik am Sonntag, dem 19. September, durchgeführt.

Die Einladungen und das vollständige Programm wird die Geschäftsstelle der Bundesvereinigung im Juni versenden.

Neue Brandenburgische Bauordnung betont die Stellung des Objektplaners

Dem Subsidiaritätsprinzip wird nun auch im Bauordnungsrecht Geltung verschafft

Mit dem wesentlichen Ziel, „grundlegende Veränderungen des staatlichen Verwaltungshandelns zu erreichen und den ‚schlanken Staat‘ mit einer ‚schlanken Verwaltung‘ zu verwirklichen“, wie G. Gröger vom zuständigen Ministerium für Stadtentwicklung, Wohnen und Verkehr auf dem Brandenburgischen Bauingenieurtag 2003 in Cottbus sagte, ist in Brandenburg eine neue Bauordnung in Kraft getreten, über deren für die Prüfengeure wichtigsten Einzelheiten im folgenden Beitrag berichtet wird.

Sie soll dem Subsidiaritätsprinzip auch im Bauordnungsrecht Geltung verschaffen, wonach beispielsweise die erforderlichen Prozesse im Baugenehmigungsverfahren, soweit die Interessen der Allgemeinheit dies zulassen, zwischen den unmittelbar Betroffenen und auf privater Basis geregelt werden sollen.

Die neue Brandenburgische Bauordnung stellt im Zusammenhang mit der Errichtung von Gebäuden und baulichen Anlagen erheblich höhere Anforderungen an die Objektplaner sowie die beteiligten Prüfengeure und Sachverständigen. So ist der Objektplaner für alle Leistungen der Leistungsphasen der HOAI von der Planung bis zur Bauüberwachung und Abnahme durch die Bauaufsichtsbehörde verantwortlich. Das bedeutet, dass mit der Beauftragung des Objektplaners durch den Bauherren als öffentlich-rechtliche Anforderung eine komplette Beauftragung für alle Leistungsphasen der HOAI notwendig ist (§ 48 BbgBO).

Ein Wechsel des Objektplaners vor Fertigstellung der baulichen Anlage ist sowohl vom Bauherren als auch dem Objektplaner unverzüglich der Bauaufsichtsbehörde mitzuteilen (§§ 47(2) und 48(3) BbgBO). Die Nichtbestellung eines neuen Objektplaners

bei Ausscheiden des vorherigen kann als Ordnungswidrigkeit gegen den Bauherren geahndet werden.

Auch die Fachplanungen (z. B. die Tragwerksplanung) unterliegen ausdrücklich der Koordinierungspflicht des Objektplaners. So sind beispielsweise von Dritten erstellte Ausführungsunterlagen durch den Objektplaner auf Übereinstimmung mit den Bauvorlagen zu überprüfen.

Diese gesetzlich geregelte wesentliche Erhöhung der Verantwortung des Objektplaners ist erforderlich geworden, da es zunehmend zu verzeichnen ist, dass Bauvorlagen unvollständig und mangelhaft erstellt werden, der Bauherr keinen Planer hat, der ihm bis zum Abschluss des Bauvorhabens beratend zur Seite steht und es infolge dessen zu einer steigenden Anzahl von Qualitätsmängeln am Bau gekommen ist.

Der Bereich der bautechnischen Prüfung wird in der neuen Bauordnung dahingehend geregelt, dass Nachweise zur Standsicherheit sowie zum Schall-, Wärme- und bautechnischen Brandschutz für alle genehmigungspflichtigen Bauvorhaben erforderlich sind, d. h. für alle Vorhaben, die nicht nach § 55 BbgBO genehmigungsfrei sind.

Hierbei wird die bisherige Bauordnung z. B. dahingehend verändert, dass freistehende Einfamilienhäuser, die unter Einhaltung bestimmter Randbedingungen (Erklärung des Tragwerksplaners) von der Prüfpflicht befreit waren, wieder der Prüfpflicht unterliegen, weil die bisherige Freistellung von der bautechnischen Prüfung sich als praxisfremd erwiesen hat.

Entsprechend Bauprüfverordnung (BauPrüfV) kann für Gebäude geringer und mittlerer Höhe bis zur Bauwerksklasse 3 eine direkte Beauftragung des Prüfengeurs durch den Bauherren oder einen Bevollmächtigten erfolgen. Ansonsten erfolgt die Prüfübertragung für diese Bauwerksklassen durch die untere Bauaufsichtsbehörde bzw. darüber hinaus durch das Landesamt für Bauen, Verkehr und Straßenwesen, Bautechnisches Prüfamts.

Eine weitere Neuerung ist, dass das Verfahren der rechtlichen Prüfung des Vorhabens seitens der Bauaufsicht zukünftig vom Verfahren der bautechnischen Prüfung getrennt wird. Damit ist die Erstellung der Planungsunterlagen, z. B. der Tragwerksplanung, als auch deren Prüfung künftig auch nach Erteilung der Baugenehmigung möglich. Die entsprechenden Planungsunterlagen sowie Prüfberichte müssen jedoch vor Baubeginn der Bauaufsichtsbehörde vorgelegt werden.

In Erweiterung der bisherigen Prüfpraxis kann zukünftig die Prüfung der Nachweise für den Schall- und Wärmeschutz durch einen bauaufsichtlich anerkannten Sachverständigen wahrgenommen werden, der privatrechtlich durch

den Bauherren zu beauftragen ist. Aus Sicht der Planung wird in der neuen Brandenburgischen Bauordnung vor allem die Stellung des Objektplaners im Planungs- und Bauprozess herausgestellt und gesetzlich festgeschrieben. Er ist in der Gesamtverantwortung und damit auch der erste Ansprechpart-

ner für die Bauaufsichtsbehörde und den Prüfingenieur bzw. die in die Prüfung einbezogenen Sachverständigen.

Hinsichtlich der bautechnischen Prüfung erfolgte eine Erweiterung der Liste der nicht genehmigungspflichtigen und damit

freigestellten Bauvorhaben. Die bautechnische Prüfung von Gebäuden, die dem Aufenthalt von Menschen dienen (Einfamilienhäuser), wurde erweitert.

*Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn
Technischer Koordinierungsausschuss VPI Brandenburg*

Beckstein avisiert den Prüfingenieuren in Bayern „ergebnisoffene“ Gespräche

Anlässlich der Feier ihres 40-jährigen Bestehens

Der Bayerische Staatsminister des Innern, Dr. Günther Beckstein, hat der Vereinigung der Prüfingenieure in Bayern anlässlich ihres 40-jährigen Bestehens „ergebnisoffene“ Gespräche über baupolitische Differenzen zugesagt, das Anfang November in der Münchener Residenz zusammen mit dem fünfjährigen Bestehen der Bewertungsstelle der Verantwortlichen Sachverständigen für Standsicherheit (bvs) gefeiert worden war.

In seiner Begrüßungsansprache gab der neue Vorsitzende der Bayerischen VPI, Dr.-Ing. Peter Henke, einen geschichtlichen Abriss über das Prüfwesen im Bereich der Baustatik und kommentierte bei dieser Gelegenheit, sozusagen als Blick in die Zukunft, auch gleich die Bestrebungen der Bayerischen Staatsregierung in Bezug auf die anstehende Änderung der Bayerischen Bauordnung.

Nach Grußworten des Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüfingenieure, Dr.-Ing. Günter Timm, und des scheidenden Präsidenten der Bayerischen Ingenieurkammer Bau, Prof. Dr.-Ing. e.H. Karl Kling, berichtete der in Bayern für das Baurecht zuständige Staatsminister des Innern, Dr. Günther Beckstein, über die Entwicklungen im Baurecht und insbesondere im Prüfwesen. Dabei wurde deutlich, dass sich die diesbezüglichen Auffassungen seitens der Prüfingenieure und des Innenministeriums nicht ganz decken. Beckstein betonte aber, dass die anstehenden Gespräche über die

Änderungen der Bayerischen Bauordnung „ergebnisoffen“ geführt würden.

In seinem Festvortrag stellte Dr.-Ing. Klaus Stiglat, selbst über 30 Jahre Prüfingenieur und Autor wichtiger Fachpublikationen, die Frage: „Sicherheit – was ist das?“ Seine erwartungsgemäß kritischen Anmerkungen zur Entwicklung

von Richtlinien und Normen bekamen durch die treffliche Art des Vortrags die uneingeschränkte Aufmerksamkeit der etwa 170 Anwesenden, die Stiglats Worte des Öfteren mit zustimmendem Nicken oder einem leichten Schmunzeln aufnahmen.

Im Anschluss an die vom Augsburger Blechbläserquintett festlich umrahmte Feierstunde ergab sich bei einem Stehempfang noch die Gelegenheit zum Gedankenaustausch zwischen den anwesenden Prüfingenieuren und den Vertretern der Baubehörden aller Ebenen, verschiedener Ingenieur- und Architektenverbände und der Bauindustrie.



Im historischen Max-Joseph-Saal der Münchener Residenz begrüßte der Vorsitzende der Bayerischen Landesvereinigung der Prüfingenieure, Dr.-Ing. Peter Henke, die Gäste der doppelten Jubiläumsfeier, unter ihnen auch den bayerischen Innenminister, Dr. Günther Beckstein.

Arbeitserleichterung: Checklisten für die „Überwachung von Bauprodukten“

Der BÜV hat die Erarbeitung einer Loseblattsammlung begonnen

Im Januar 2003 wurde im Bau-Überwachungsverein (BÜV) der Arbeitskreis „Überwachung von Bauprodukten“ gegründet. Unter der Leitung von Dr.-Ing. Hermann Poll, Prüfmgenieur für Baustatik VPI, werden in diesem Arbeitskreis Checklisten für verschiedene Bauprodukte mit dem Ziel erarbeitet, den Prüfmgenieur für Bautechnik/Baustatik bei der Überwachung dieser Bauprodukte auf der Baustelle zu unterstützen.

So wird unter anderem herausgearbeitet, welche Besonderheiten bei den einzelnen Bauprodukten zu beachten sind. Dabei wird auf gültige Normen und Zulassungen Bezug genommen. Der BÜV empfiehlt, diese Checklisten auch den Bauleitern und Verantwortlichen auf der Baustelle zur Verfügung zu stellen, um eine

Sensibilisierung für den Umgang mit den einzelnen Bauprodukten zu erreichen.

Die Checklisten werden mit Vertretern aus verschiedenen Verbänden und Bereichen erarbeitet, die jeweils ihr spezielles Fachwissen über die einzelnen Bauprodukte zur Verfügung stellen.

Die ersten Checklisten werden voraussichtlich Ende des Jahres in Form einer Loseblatt-Sammlung veröffentlicht. Weitere Checklisten werden erarbeitet und nach Erstellung veröffentlicht, sodass die Interessenten ihrer Sammlung immer neue Seiten hinzufügen und nach Bedarf zusammenstellen können.

Die veröffentlichten Checklisten können und sollen nach dem Sammeln von Erfahrungen in der täglichen Anwendung durch die Prüfmgenieure in bestimmten Abständen modifiziert beziehungsweise ergänzt werden.

Veranstaltungen für die Prüfmgenieure und Sachverständigen

Die Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik (BVPI) weist auf verschiedene Veranstaltungen hin, die im Lauf des Jahres

2004 mit direkter Beteiligung der Bundesvereinigung und der Landesvereinigungen der Prüfmgenieure und des DPÜ durchgeführt werden.

Einzelheiten über die in der Veranstaltungsübersicht aufgeführten Termine sind in der Geschäftsstelle der BVPI zu erfahren (Fax: 040/353565).

Veranstaltungsübersicht 2004

| Termin | Thema | Veranstalter | Ort |
|------------------------|--|---|--------------|
| 30. April 2004 | Fortbildungsveranstaltung Ganzheitliche Prüfung | DPÜ e.V. | Hamburg |
| 05. Mai 2004 | Vorspannung im Hochbau | BVPI e.V., TU Hamburg-Harburg + TU Braunschweig | Hamburg |
| 06.-08. Mai 2004 | Tagung und Mitgliederversammlung TOS | TOS e.V. | Lindau |
| 25.-26. Juni 2004 | Arbeitstagung Freudenstadt | VPI Baden-Württemberg | Freudenstadt |
| 19.-21. September 2004 | Arbeitstagung und Mitgliederversammlung BVPI | BVPI e.V. | Hamburg |
| 15. Oktober 2004 | 2. Ingenieurtag im Rahmen des 36. Verbandstages des VDEI | VDEI (Verband Deutscher Eisenbahn-Ingenieure e. V.) | Magdeburg |
| 28. Oktober 2004 | Beispiele zur DIN 1045-1 | VPI Mecklenburg-Vorpommern | Warnemünde |
| November 2004 | Bautechnisches Seminar | VPI Nordrhein-Westfalen | Ratingen |

Dr.-Ing. Peter A. Kugler neuer DPÜ-Präsident

Gerhard Feld wurde zum Ehrenpräsidenten gewählt

Auf der jüngsten Mitgliederversammlung des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ) am 30. Januar 2004 wurde Dr.-Ing. Peter A. Kugler einstimmig zum neuen Präsidenten gewählt. Er löst Dipl.-Ing. Gerhard Feld ab, der seit der Gründung des DPÜ 1995 als Präsident tätig war und das DPÜ mit viel Energie und Enthusiasmus zu dem gemacht hat, was es heute ist.

Feld hat sich stets für die ganzheitliche Prüfung eingesetzt, die DPÜ-Zertifizierstelle gegründet und sich immer wieder für die Qualität der Baubegleitung und -überwachung öffentlich stark gemacht. Als Dank dafür wurde er zum Ehrenpräsidenten des DPÜ gewählt, und er wird dem DPÜ auch weiterhin als Berater zur Verfügung stehen.

Mit Kugler – er ist Partner und Geschäftsführer des Ingenieurbüros Dr. Kugler und Partner GmbH mit Büros in München und Leipzig – steht dem DPÜ jetzt ein Mann mit 31-jähriger Berufserfah-

rung zur Verfügung. Seit 1986 ist er als Prüffingenieur zugelassen und seit 1997 Prüfsachverständiger des DPÜ. Er ist Prüffingenieur des Eisenbahn-Bundesamtes, Sachverständiger im Sinne des Wasserhaushaltsgesetzes/VaWS und Baustellenkoordinator.

Kugler stehen in seinem neuen Amt Dipl.-Ing. Josef Steiner und Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer als Vizepräsidenten sowie Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann als neuer Geschäftsführer des DPÜ zur Seite. Damit wurde auch Dipl.-Ing. Reinhard Lange als Vizepräsident mit viel Dank verabschiedet.



Der bisherige Präsident des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung Dipl.-Ing. Gerhard Feld (Mitte), wird vom Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Günter Timm (re.), und dem 1. Vorsitzenden der TOS, Dr.-Ing. Harald Bitter, herzlich und mit Dank verabschiedet.

DPÜ-Bauwerkspass für das Bauen im Bestand

Dokumentation des Zustandes und künftiger Ausstattungen

Auf der Grundlage des Bauwerkspasses, der gemeinsam von der Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik (BVPI), dem Deutschen Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) und der Bundesingenieurkammer vor drei Jahren veröffentlicht worden war, hat der DPÜ-Arbeitskreis „Bauwerkserhaltung, -überwachung und -instandsetzung“ jetzt einen Bestands-Bauwerkspass für das Bauen im Bestand entwickelt.

Damit wird die Möglichkeit gegeben, eine umfassende Zustandsbewertung sowie die zukünftige technische Ausstattung eines Bauwerks zu dokumentieren. Dies kann den Besitzern bei Verkauf, Umbau, Umnutzung und Beurteilung Ihres Gebäudes eine hilfreiche Grundlage sein. Außerdem können einem potenziellen Käufer einer Immobilie gesicherte Unter-

lagen über den Zustand des Gebäudes vorgelegt werden, die über die üblichen Wertgutachten hinausgehen.

Durch einen strukturierten Aufbau kann der Bestands-Bauwerkspass jederzeit weiteren Veränderungen und Erneuerungen angepasst werden. Er kann für einzelne Nutzungseinheiten sowie ge-

samte Gebäude angewandt werden. Wenn für verschiedene Gebäude Bestands-Bauwerkspässe vorliegen, wird damit die Vergleichbarkeit vereinfacht.

Durch somit gesicherte Grundlagen über Statik, technische Ausrüstung sowie bauphysikalische Grundlagen können bei weiteren geplanten Baumaßnahmen Mehrkosten reduziert werden.

Interessenten können den Bestandsbauwerkspass unter www.dpue.de herunterladen oder bestellen beim: Deutsches Institut für Prüfung und Überwachung Ferdinandstr. 47, 20095 Hamburg, Fax: 040/353565.

„Hinter der Schaufel wohnt der Teufel“

NRW: 300 Teilnehmer beim 12. Bautechnischen Seminar über aktuelle Baugrundprobleme

Hochkarätige Fachleute aus Wissenschaft und Praxis und erstklassige Referenten aus dem Kreis der Obersten Bauaufsicht – das sind die Garanten für das hohe Niveau der Bautechnischen Seminare für Prüffingenieure, Bauaufsichtsbehörden und Tragwerksplaner, die seit einigen Jahren von der Vereinigung der Prüffingenieure in NRW zusammen mit dem dortigen Ministerium für Bauen und Wohnen – und seit zwei Jahren auch zusammen mit dem VBI NRW – durchgeführt werden. Diesen traditionell hohen Anspruch hat auch das 12. Bautechnische Seminar erfüllt, das Ende vergangenen Jahres in Ratingen aufschlussreiche Vorträge über aktuelle Probleme des Baugrundes bot, die mehr als 300 Teilnehmern praktisches Wissen zur unmittelbaren Anwendung vermittelten.

Da der zuständige Bauminister des Landes sowie Abteilungsleiter MD R. Stallberg dem Bautechnischen Seminar NRW große Bedeutung beimessen, sind auch gute Voraussetzungen für dessen Zukunft gegeben. Die Reduzierung von Fachpersonal im Bereich der Obersten Bauaufsicht zieht zwangsläufig ein noch stärkeres Engagement der Vereinigung der Prüffingenieure nach sich. Der Austausch von Informationen zwischen der Obersten Bauaufsicht und den Prüffingenieuren wird im Zuge der EU-Erweiterung aber immer wichtiger, sodass es für die Prüffingenieure selbstverständlich ist, das Bautechnische Seminar zu erhalten und nach Kräften zu fördern.

Auf das Seminar 2002 über die Verwendung von Glas im Ingenieurbau – dem alten und doch völlig neuen Baustoff – folgte dieses Mal das Thema Baugrund, Stützbauwerke und Gründungen. „Hinter der Schaufel wohnt der Teufel“, mit diesem symbolbeladenen Bild lenkte der Jurist Prof. Dr. jur. Klaus Englert den Blick des Auditoriums auf das Baugrundrisiko. Die Materie gehöre zur Kategorie „Überraschung“. Kein Wunder, dass der Baustoff

„Baugrund“, über den die Fachleute „immer nur begrenzt nachvollziehbare Wahrscheinlichkeitsaussagen“ machen könnten, die Gerichte beschäftigt. Für den Bauingenieur sei deshalb die Kenntnis der Abgrenzung des echten Baugrundrisikos von dem allgemeinen (oder unechten) Baugrundrisiko von elementarer Bedeutung. Englert: Der Fall des „echten“ Baugrundrisikos ist nur dann gegeben, wenn trotz bestmöglicher, den „allgemein anerkannten Regeln der Technik“ (aaRT) entsprechender Erkundung der Baugrundverhältnisse, örtlicher Erfahrungen sowie Erfüllung aller Prüfungs- und Hinweispflichten der Baubeteiligten ein Hinweis auf Abweichungen der im Zuge der Planung gewonnenen Erkenntnisse nicht abzuleiten war. In Abgrenzung dazu spricht man von einem unechten Baugrundrisiko. Dahinter verbirgt sich jede „Art von Schlamperei“ der Beteiligten.

Die Pflichten des Bauherrn, der Lieferant des Gründungsbodens ist, sind u. a. in § 9 VOB/A und DIN 18299 ff und die des Auftragnehmers in §§ 3 Nr. 3, 4 sowie Nr. 3 VOB/B und in Spezial-DIN-Normen angegeben. Da der Baugrund-Baustoff vom Bau-

herrn gestellt wird, hat er auch für dessen Güte einzustehen (vgl. §§ 644, 645 BGB). An einer ganzen Reihe von Fallbeispielen erläuterte Englert eloquent und überzeugend die Unterschiede der juristischen Bewertung.

Mehr als zwanzig Jahre hat die Bearbeitung der neuen DIN 1054 in Anspruch genommen, die nicht nur die Grundlagennorm und die sukzessiv entstandenen Spezialnormen zusammenfasst, sondern auch das generell im Eurocode EC7 vorgegebene Sicherheitskonzept. Darüber und über die in Bearbeitung befindlichen neuen europäischen Ausführungsnormen (Bohrpfähle, Schlitzwände, Verpressanker, Injektionen und andere Techniken) zu berichten, war dem weit über Deutschland hinaus geachteten Kenner der Normierung von Bodeneigenschaften sowie der Bemessung von Bauwerken des Erd- und Grundbaues, Prof. Dr.-Ing. habil Anton Weißenbach (Norderstedt), vorbehalten.

Den Erd-, Fels- und Wasserdruck bis hin zu seismischen Auswirkungen auf den Boden und die Bauwerke wusste Weißenbach ebenso klar darzustellen wie den Bauwiderstand und die daraus entstehende Bodenreaktion. Durchgerechnete statische Nachweise für Gründungskörper hätten gezeigt, dass, verglichen mit dem bisherigen Globalsicherheitskonzept, die Anwendung des neuen Nachweiskonzepts mit Teilsicherheitsbeiwerten zu unwirtschaftlichen Abmessungen führt. Dies aber sollte nach den Vorgaben der übergeordneten fachlichen und politischen Gremien vermieden werden. (Einen ausführlichen Beitrag zur Entwicklung der Erd- und Grundbaunormen enthält „Der Prüffingenieur“, Ausgabe 20 vom April 2002.)

Das der neuen Normengeneration generell zugrunde liegende durchgängige semiprobabilistische Sicherheitskonzept mit Teilsicher-

cherheitsbeiwerten weist in der DIN 1054 einige Besonderheiten auf. Der in Fachkreisen hoch angesehene Wissenschaftler Univ.-Prof. Dr.-Ing. Bernhard Walz von der Bergischen Universität Wuppertal erläuterte an durchgerechneten Beispielen für ein Trogbauwerk, einer Bohrpfahlwand sowie einer Felsverankerung, wobei die Grenzzustände GZ 1A, GLZ 1B und GZ 1C behandelt wurden, was jeweils zu beachten ist. Das ist Wissensvermittlung zur unmittelbaren Anwendung.

„Die Zulässigkeit der angenommenen Bodenpressung ist vor Baubeginn verantwortlich zu überprüfen“, so lautet der Standardsatz in statischen Berechnungen. Wer das tun soll, das bleibt bei kleineren Bauvorhaben mangels beteiligter Fachingenieure offen und ist wohl mehr ein frommer Wunsch. Kein Wunder, dass nach der Beobachtung verschiedener Fachleute Schäden an Gründungen, insbesondere bei von der Prüfpflicht der Standsicherheitsnachweise freigestellten Gebäuden, auffallend zugenommen haben.

Über das Thema Gründungsschäden referierte deshalb Regierungsmeister Prof. Dr.-Ing. Klaus Hilmer, Ltd. Baudirektor a. D. (Nürnberg) sehr anschaulich, und mancher der Zuhörer mag sich Gedanken darüber gemacht haben, ob der Gesetzgeber als Grundforderung dem Bauherrn die Beauftragung eines qualifizierten Tragwerksplaners vorschreiben soll, der auch den Baugrund und wichtige Ausführungsabschnitte zu überprüfen hat.

MR Dipl.-Ing. Ernst Klauke, der in seinem Vortrag über die geplante bauaufsichtliche Einführung der DIN 4020 – Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke – in 2004 berichtete, hofft, dass damit künftig die Bauherren und die Bauaufsichtsämter veranlasst werden, Gründungsvoraussetzungen stär-

ker zu beachten. Freilich hat dies praktisch keine Auswirkungen auf die von der Prüfpflicht freigestellten Gebäude. Diese Lücke zu schließen, ist zur Gewährleistung der Standsicherheit (§ 15 BauO NRW) – auch kleinerer Gebäude – dringend geboten.

Einige Ingenieurkammern stellen zur Sicherstellung durchgängig ordnungsgemäßer Standsicherheitsnachweise Listen qualifizierter Tragwerksplaner bereits den Bauherren zur Verfügung oder

bereiten dies vor. Erwartet werden darf dadurch nicht nur eine verbesserte Bauwerkssicherheit, sondern zugleich Verbraucherschutz sowie eine Stützung der Kultur beim Bauen.

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

Dipl.-Ing. Josef Dumsch

Undine Klein wurde neue Landesvorsitzende der VPI Sachsen-Anhalt



Die erste Vorsitzende einer Landesvereinigung: Diplom-Ingenieurin Undine Klein führt jetzt die Landesvereinigung in Sachsen-Anhalt.

In Sachsen-Anhalt wurde mit der Diplom-Ingenieurin Undine Klein aus Halle/Saale anlässlich der jüngsten Mitgliederversammlung der VPI Sachsen-Anhalt erstmals in der Geschichte der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik und ihrer Landesvereinigungen eine Frau zur Vorsitzenden gewählt. Dipl.-Ing. Karl-Heinz Tonne (Halle) wurde als Stellvertreter gewählt. Dipl.-Ing. Thomas Heinrich (Stendal) als Schriftführer und Dr.-Ing. Herbert Teubener (Wernigerode) als Kassenwart. Die Vorstandsarbeit wird von fünf Beisitzern un-

terstützt. Es sind: Dipl.-Ing. Dieter Beyer (Magdeburg), Dr.-Ing. Klaus Mildner (Magdeburg), Dipl.-Ing. Alfred Steinhübel (Bernburg), Dr.-Ing. Volker Lind (Halberstadt) sowie Dipl.-Ing. Ulrich Beyer (Magdeburg), der dadurch seine Erfahrungen aus jahrelanger Arbeit als Vorstandsvorsitzender noch weiter einbringen will.

Dipl.-Ing. Ulrich Beyer wurde für sein dreizehnjähriges Engagement als Vorsitzender der Vereinigung mit herzlichem Dank verabschiedet und gleichzeitig mit Freude im neuen Vorstand begrüßt.

Stellungnahme zu den BÜV-Empfehlungen für die Bemessung und Konstruktion von Glas im Bauwesen

Viele Einwendungen betreffen die Bemessung von Floatglas, ESG und Verbundsicherheitsglas aus Floatglas

Im April 2001 hat der Arbeitskreis Glasbau des Bau-Überwachungsvereins (BÜV) „Empfehlungen für die Bemessung und Konstruktion von Glas im Bauwesen“ veröffentlicht. Darin wurde um Verbesserungsvorschläge und Kommentierung gebeten. Nun liegt – als summarische Antwort – eine ausführliche Würdigung aller eingegangenen Reaktionen von Dipl.-Ing. Klaus Reußner vor, der begründet, welche Korrekturen tatsächlich erforderlich sind.

Dabei werden zunächst zur Vertiefung die Grundlagen des Sicherheitskonzeptes neuer Fachnormen behandelt. Anschließend werden in den Abschnitten 4 bis 8 die Einflussfaktoren zur Bestimmung der Bemessungswerte erläutert. Sodann wird im Abschnitt 9 an einem Beispiel die Bemessung nach alter und neuer Methode vorgeführt und mithilfe der Miner-Regel überprüft. Hier werden auch die

Korrekturvorschläge für den Einflussfaktor k_{mod} dargestellt.

Eine häufig genannte Einwendung betrifft die Bemessung von Floatglas, ESG und Verbundsicherheitsglas aus Floatglas. Hier wurde eingewandt, dass nach den veröffentlichten Werkstoffkennwerten die Bemessung gegenüber den bisherigen Regeln zu größeren Scheibendicken führe. Damit ver-

bunden war die Frage, ob wir bisher auf der unsicheren Seite bemessen haben.

Auch zur Anwendung der Faktoren k_{mod} zur Berücksichtigung der nutzbaren Biegefestigkeit abhängig von der Einwirkungs-dauer kamen Fragen.

Bei der Bearbeitung der aufgeworfenen Fragen und Bestätigung der Bemessungsansätze war eine Beschäftigung mit den Grundlagen der Normung, Grusibau EC1/ENV 1991-1 unerlässlich.

Die Stellungnahme von Reußner kann eingesehen werden unter: www.bvpi.de

Wechsel in der Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure

Manfred Tiedemann löst Hans-Jürgen Meyer ab

Ende des Jahres hat der Geschäftsführer der BVPI, Dr.-Ing. Hans Jürgen Meyer, nach rund zehn Jahren Tätigkeit die Geschäftsstelle verlassen, um „eine ganz neue berufliche Herausforderung eines Beratenden Ingenieurs und Sachverständigen“ als Partner im Ingenieurbüro KSF Feld & Partner in Bremerhaven anzunehmen.

Gemeinsam mit dem Präsidenten der BVPI, Dr.-Ing. Günter Timm, hat Meyer die Geschäftsstelle der Bundesvereinigung in Hamburg aufgebaut und zu dem werden lassen, was sie heute ist:

eine vertrauenswürdige und kompetente Anlauf- und Koordinierungsstelle für Bauherren und Mitglieder gleichermaßen.

Meyer hat es stets verstanden, mit Unterstützung eines motivierten und professionellen Teams, die Belange der Entscheidungsträger in Ministerien und Baubehörden mit den Möglichkeiten und Wünschen der Mitglieder, auch unter Beachtung mancher landesspezifischen Meinungsvielfalt, in Einklang zu bringen, gepaart mit einem profunden Fachwissen und der gebotenen Diplomatie.

Den Staffelstab hat er an Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann übergeben. Nach dem Studium an der TU Braunschweig hat sich Tiedemann umfangreiche Erfahrungen in den Bereichen Planung, Bauausführung und Bauherrentätigkeit sowie im Aufbau und der Leitung von Geschäftseinheiten erworben und somit für diese neue Aufgabe empfohlen.

Damit sind die besten Voraussetzungen für eine erfolgreiche und kontinuierliche Funktion der BVPI-Geschäftsstelle auch weiterhin gegeben.

Jahrestagung von TOS und VSR am Bodensee: Fortbildung für akkreditierte Sachverständige

Vorstandswahlen, parallel laufende Vorträge und fachliche Diskussionen

Die nächste Jahrestagung und Mitgliederhauptversammlung der Technischen Organisation von Sachverständigen (TOS) wird als Gemeinschaftsveranstaltung mit dem Verein selbstständiger Revisoringenieure (VSR) am 7. und 8. Mai 2004 in Lindau am Bodensee stattfinden. Dabei werden auch die Wahlen der Vorstände beider Vereine vorgenommen.

Parallel zu der diesjährigen Mitgliederhauptversammlung in Lindau wird auch wieder eine zweitägige für akkreditierte Sachverständige obligatorische Fortbildungsveranstaltung durchgeführt. Am Freitag (7. Mai) wird nach der Mitgliederhauptversammlung Prof. Wolfgang Roeßner für alle Fachgruppen gemeinsam die Haftung des Sachverständigen beleuchten. Am Samstag (8. Mai) sind die Veranstaltungen folgendermaßen thematisch aufgeteilt:

- Die Fachgruppe Lüftungstechnik hört Referate von Prof. Dr.-Ing. Detzer und Dipl.-Ing. Bernd Rahn über „Maschinelle Entrauchung“;
- in der Fachgruppe Elektrotechnik wird Dipl.-Ing. Andreas Neubauer die Einsatzgebiete der berührungslosen Temperaturmessung und die entsprechenden Messgeräte vorstellen;
- in der Fachgruppe Geräte-, Anlagen- und Verfahrenssicher-

heit werden Fragen zur Akkreditierung als zugelassene Überwachungsstelle (ZÜS-Stelle) gem. Betriebssicherheitsverordnung und die Druckgeräterichtlinie diskutiert;

- die Fachgruppen Umwelttechnik und Entsorgungswirtschaft erörtern die Tätigkeiten der Umweltgutachter, der Sachverständigen nach §29 BImSchG sowie die Zertifizierung nach Entsorgungsfachbetriebsverordnung und nach Altautoverordnung;
- in der Fachgruppe Fördertechnik wird schließlich zum Thema „Europäische Normung im Aufzugsbereich“ und Betriebssicherheitsverordnung vorgetragen.

Gute Arbeitserleichterung: Kommentierte Kurzfassung der neuen DIN 1045-1

Weil die Tragwerksplaner vor der Aufgabe stehen, ihre Planungsleistungen rechtzeitig auf die neuen Normen im Massivbau auszurichten, die ab dem 1. Januar 2005 nur noch zur Anwendung kommen werden, ist eine Kommentierte Kurzfassung der DIN 1045-1 erschienen, die ihnen diese Aufgabe erleichtern soll.

Die mit der Schulung der Mitarbeiter und der Anschaffung von Literatur und Software einhergehenden Belastungen treffen die Ingenieurbüros in wirtschaftlich schwieriger Situation außergewöhnlich hart. Deshalb haben der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein (DBV), die Bundesvereinigung der Prüferingenieur für Bau-

technik (BVPI), der Verband Beratender Ingenieure (VBI) und das Institut für Stahlbetonbewehrung (ISB) eine kommentierte Kurzfassung im ungefähren Regelungsumfang der bisherigen DIN 1045 erarbeitet, welche dem Ingenieur bei seiner täglichen Arbeit Unterstützung geben und ihm die Umsetzung der neuen Bemessungsnorm DIN 1045-1 in die Praxis erleichtern soll.

In dieser Kurzfassung werden relevante Bezüge zu den zugehörigen Normen DIN 1055-100, DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 und DIN 1045-3 in der Kommentarspalte hergestellt. Außerdem werden neue Regelungen und Formulierungen der DIN 1045-1 zu-

sätzlich und möglichst verständlich kommentiert und der aktuelle Stand der Auslegungen berücksichtigt. Alle bisherigen Druckfehlerberichtigungen sind im gekürzten Normtext enthalten. Ergänzt wird die Kurzfassung durch Bemessungshilfsmittel, sodass der Anwender in üblichen Bemessungsfällen mit diesem Arbeitsmittel allein auskommen wird.

Die Kurzfassung kostet 39 Euro und kann im Beuth- oder im IRB-Verlag (www.beuth.de oder www.irb.fraunhofer.de) oder bei der Bundesvereinigung der Prüferingenieur für Bautechnik (BVPI) in Hamburg bestellt werden (Fax: 040/353565, info@bvpi.de).

Dipl.-Ing. Gerhard Feld wurde 70 Jahre

Ein Ingenieur mit Herz

Fachliches und soziales Engagement sind für ihn eine Selbstverständlichkeit

Am 6. April 2004 hat Dipl.-Ing. Gerhard Feld seinen 70. Geburtstag gefeiert. Wir nehmen dies gern zum Anlass, ihn zu ehren und auf seine Verdienste hinzuweisen, denn für viele Menschen bot und bietet Gerhard Feld mit seiner herzlichen, fachkompetenten Art Orientierung und Sicherheit.

Im Jahr 1954 schloss Feld seine Maurerlehre ab und begann mit dem Bauingenieurstudium an der Ingenieurschule in Bremen. Nach dem Abschluss dieses Studiums und zwischenzeitlicher dreijähriger Erfahrung im technischen Büro einer Baufirma absolvierte Feld an der Technischen Hochschule in Aachen und an der TU in Hannover ein weiteres Studium und hatte damit ein zweites Diplom in der Tasche. Er gehört damit zu den Ingenieuren, die sowohl das Handwerkliche als auch die Theorie des Bauwesens beherrschen.

1965 wurde Gerhard Feld Mitarbeiter im Ingenieurbüro Kuhlmann und Strathmann und bereits drei Jahre später Partner. Das heutige Büro, das als Partnerschaftsgesellschaft unter dem Namen KSF Feld & Partner firmiert, hat sich nicht nur in Bremerhaven einen Namen gemacht. Dies ist nicht zuletzt dem Engagement von Gerhard Feld zu verdanken, der aus einem reinen Büro für Tragwerksplanung ein Büro mit breit gefächerten weiteren Aufgabenbereichen wie Objektplanung, Bautechnische Prüfung und Sachverständigenwesen machte. Das Streben nach Qualität am Bau und der Qualifikation der am Bau Beteiligten prägten seinen beruflichen Werdegang und sein großes Engagement in diesem Sinne.

Fast zwangsläufig wurden ihm Ämter angedient, die Durch-



Gerhard Feld: 70 Jahre

setzungskraft und Fingerspitzengefühl erforderten. So war er von 1983 bis 1994 stellvertretender Vorsitzender des VBI Landesverbandes in Bremen, von 1987 bis 2002 Landesvorsitzender der Prüflingenieur für Baustatik in Bremen, von 1995 bis 2003 Vizepräsident der Ingenieurkammer in Bremen und von 1995 bis 2004 Präsident des Deutschen Institutes für Prüfung und Überwachung in Hamburg.

In all diesen Ämtern hat Gerhard Feld Spuren hinterlassen, die heute Maßstab und Orientierung sind. Nicht zuletzt darum wurde er nach seinem Ausscheiden aus den Ämtern zum Ehrenvorsitzenden der Vereinigung der Prüflingenieur in Bremen und zum Ehrenmitglied des Erweiterten Vorstandes der Bundesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik in Hamburg gewählt.

Im Deutschen Institut für Prüfung und Überwachung e. V. (DPÜ) wählte man ihn zum Ehrenpräsidenten und dankte ihm damit für den Aufbau einer Institution, die für Bauherren und alle anderen am Bau beteiligten, im Sinne des Verbraucherschutzes, eine umfassende, ganzheitliche Prüfung entwickelt hat und anbieten kann. Die Ehrungen zeigen deutlich, dass es vielen ein Bedürfnis war, Gerhard Feld Anerkennung zu zollen.

Für die IHK in Bremerhaven ist Gerhard Feld seit 1999 Vorsitzender des Anerkennungsausschusses für öffentlich bestellte und vereidigte Sachverständige. 13 Jahre Lehrtätigkeit an der Landesfeuerwehrschule der Freien und Hansestadt Bremen weisen ihn außerdem als guten Pädagogen aus.

Nach einer schweren Krankheit im letzten Jahr hat sich Gerhard Feld jetzt auch dem sozialen Engagement zugewandt. Er wurde zum Vorsitzenden des gemeinnützigen Fördervereins Tumorzentrum Nordost Niedersachsen gewählt und unterstützt damit den Aufbau dieser Institution. Unermüdlich weist hier Gerhard Feld darauf hin, dass sowohl im Bauwesen als auch in der Medizin das Vier-Augen-Prinzip nicht abgeschafft werden darf. Die Ärzte sind hier auf dem richtigen, viele Gesetzgeber mit der Intention der Einschränkung oder gar Abschaffung des Vier-Augen Prinzips auf dem falschen Weg. In beiden Verfahren geht es, so betont Feld, um Sicherheit für Leib und Leben.

Die Partner des Ingenieurbüros gratulieren Gerhard Feld herzlich zu seinem 70sten Geburtstag und freuen sich auch weiterhin, einen kompetenten Berater zur Seite zu haben, der mit seiner Herzlichkeit und Fachkompetenz das Büro geprägt hat.

Hans-Jürgen Meyer

Über die mathematische Codierung der Materie

Ist die Mathematik ein natürliches Phänomen und bedeutete dies das Ende von Zufall und Schicksal?

Bauingenieure sind mit der Tatsache vertraut, dass Bauwerke und Konstruktionen ohne überprüfte Pläne nicht verwirklicht werden können. Unser heutiges wissenschaftliches Weltbild beruht auf der Theorie vom Zufall. Die Welt und die Menschen haben sich nach dieser Theorie rein zufällig aus dem Nichts entwickelt, und der Mensch mit seiner logischen Begabung soll sowohl die physikalischen Naturkonstanten als auch die mathematischen Grundkonstanten wie „e“, „i“ und „ π “ erfunden haben. Die heutigen Mathematiker behaupten, dass die Zahlen, mathematische Operationen sowie das Stellenwertsystem rein menschliche Erfindungen seien. Der Autor des folgenden Beitrags hält es aber „für merkwürdig, dass unsere Welt ausgerechnet mit einer erfundenen Mathematik so präzise beschrieben werden kann“ und hat deshalb sein ganzes Leben lang an diesem Problem gearbeitet. Hier gibt er einen Einblick in seine philosophische und mathematische „Werkstatt“.

Dr. rer.-nat. Peter Plichta (mit Walburga Posch)



studierte Chemie, Kernchemie, Physik und Jura an der Universität Köln, 1970 promovierte er über Silanverbindungen, deren Darstellungen bis dahin als unmöglich galten. 1971 gelang ihm die Gewinnung der langkettigen Siliciumwasserstoffe, der Dieselöle des Siliciums. Anschließend erfolgte eine intensive Beschäftigung mit Bio-

chemie und Pharmazie (Universität Marburg) und 1977 die Approbation als Apotheker. Seit 1981 arbeitet er als Privatgelehrter auf den Gebieten der Logik, Zahlentheorie und Mathematik.*

www.plichtainnovation.de

Ansprechpartnerin: Walburga Posch

Tel.: 02336-6247

Teil I: Der unendliche vierdimensionale Raum und das $1 : r^2$ Gesetz

Die höhere Mathematik beruht im Wesentlichen auf einer Anzahl von recht einfachen Sätzen, die sich in der Vergangenheit formulieren und auch beweisen ließen. Warum es diese Sätze, die wie die Zahnräder eines Schweizer Uhrwerks ineinander greifen, aber überhaupt gibt, konnte bis heute kein Mathematiker erklären.

Plato behauptete vor über 2300 Jahren, dass hinter der Welt ein transzendenter, uns verborgener geometrisch-mathematischer Bauplan steht. Sein Schüler Aristoteles verwarf diesen Gedanken. Die Gegensätzlichkeit dieser beiden Auffassungen von der Welt wurde später von römischen Philosophen diskutiert und blieb auch im Mittelalter und in der Renaissance Dreh- und Angelpunkt jeder Naturphilosophie. Mit Beginn der Neuzeit forderte Descartes, nur noch das als wahr anzunehmen, was man mit Klarheit und Unterscheidungsvermögen sehen und messen kann. Sein Nachfolger Leibniz verfolgte diesen aristotelischen Gedanken konsequent und erklärte Raum und Zeit zu Begriffen, die außerhalb des menschlichen Verstandes nicht real existieren. Leibniz' großer Gegenspieler Newton war hingegen Platonist und hielt Raum und Zeit für real. Die Dialektik dieser beiden Auffassungen durchzieht auch in den nächsten Jahrhunderten bis heute das physikalische Weltbild, konnte aber niemals auch nur ansatzweise

* Der Autor veröffentlichte 1991 die Bände I und II von „Das Primzahlkreuz“. 1998 folgte der erste Teil von Band III. Der epochale, mathematische Beweis war erbracht, dass hinter den Gesetzmäßigkeiten dieser Welt ein Bauplan steht. Ab 1994 deckte er systematisch die Zusammenhänge zwischen mathematischen Sätzen und physikalischen Naturkonstanten auf: die Struktur und die Verteilung der Primzahlen als Grundlage des modulararithmetischen Gesetzes zwischen Atomkern und Elektronenhülle. 1995 erschien das Buch „Gottes geheime Formel“ (Langen Müller, 6. Auflage 2002). 1993 wurde ihm ein Patent für ein diskusförmiges, senkrecht startendes und landendes Raumfluggerät mit Silanölantrieb erteilt. Dieses Patent wurde 2003 um die Stickstoffverbrennung im Staustrahlbrenner erweitert, was die Weltraumfahrt revolutionieren wird. 2001 erschien das Buch „Benzin aus Sand“ (Langen Müller). In 2004 wird der 2. Teil von Band III „Das Primzahlkreuz“ erscheinen.

entschieden werden. Denn es fehlte bisher jede Idee, wie der von den Platonisten vermutete mathematische Bauplan (die ewigen Ideen) jemals von Menschen erfasst und exakt formuliert werden könnte.

Ich habe im Alter von 11 bis 13 Jahren aus meinen Kenntnissen in Chemie und Physik eine Fülle von Widersprüchen in diesen naturwissenschaftlichen Disziplinen entdeckt. Ein Beispiel: In der Chemie binden sich die Elektronen, obwohl sie gleiche Ladung haben, in der Physik, explizit in der Elektrizitätslehre, stoßen sich Elektronen, eben weil sie die gleiche Ladung haben, ab. Ich erhoffte mir im späteren Studium eine Auflösung dieser Rätsel. Stattdessen erhöhte sich das Ausmaß der Rätselhaftigkeit. In der Kernchemie ist es z. B. eine erwiesene Tatsache, dass es genau 20 stabile Reineisotope gibt. Das erste dieser Elemente, Beryllium, hat die gerade Ordnungszahl 4, die anderen 19 Elemente haben alle ungerade Ordnungszahlen. Eine Parallele gibt es in der Biochemie. Die einfachste der 20 Aminosäuren besitzt kein asymmetrisches Kohlenstoffatom, während die übrigen 19 alle stereochemisch links gebaut sind. Da innerhalb der drei Naturwissenschaften – Physik, Chemie und Biologie – eine Lösung solcher fachübergreifenden Rätsel nicht zu finden war, kam ich fast zwangsläufig auf die Idee, zu jener Wissenschaft hinüberzuwechseln, die der größte Mathematiker der Weltgeschichte, Carl Friedrich Gauß, die Königin der Wissenschaften genannt hat: Die Arithmetik, auch Zahlentheorie genannt.

Im Jahre 1980 gelang mir der Durchbruch zu einer bahnbrechenden Erkenntnis. Mir ist es damals gelungen, die Spuren der „Naturmathematik“ zu entdecken, die die Physik der Atomhüllen (Atomphysik) mit der Physik der Atomkerne (Kernphysik bzw. Kernchemie) verknüpft. Ich erfasste, dass Raum und Zeit zwar nur mithilfe einer Skalierung durch Zahlen vom Verstand untersucht werden können, dies aber zu dem Trugschluss geführt hat, den Zahlen eine eigene ewige Existenz abzuleugnen. In Wirklichkeit sind die Zahlen aufgrund ihres Unendlichkeitsattributes trinitärer Bestandteil der einen Unendlichkeit vom räumlich, zeitlich und mengenmäßig Ausgedehnten. Diese neue, naturphilosophische Erkenntnis wirkt auf den ersten Blick verwunderlich, weil wir Raum und Zeit ja mit den Sinnen unmittelbar wahrnehmen, aber Zahlen eben nicht.

Ausgehend von der Frage nach dem „Warum“ begann ich den Zusammenhang zwischen den verschiedenen wissenschaftlichen Teilgebieten zu erleuchten und dadurch das Zeitalter der Theorien bzw. Spekulation zu beenden. Es steht fest, Mathematik und die Naturwissenschaften sind eben doch keine menschliche Erfindung, sondern nur Entdeckung von präexistierenden Ideen. Das ist kein Paradigmen-

wechsel, sondern der Beginn einer neuen Achsenzeit im Sinne von Karl Jaspers.

Ich will versuchen, meine Vorgehensweise näher zu erläutern. Die Elektronenhüllenphysik kennt den Begriff der so genannten erlaubten stationären Umlaufbahnen. Warum Elektronen auf berechenbaren Bahnen verweilen dürfen – ohne Energie zu verlieren – ist gänzlich unbekannt. Die Frage ist tabuisiert – anfangs noch kritisiert, wurde dieses Problem schnell zum Axiom. Die Anzahl der Elektronenpaarzwillinge auf den jeweiligen Schalen wird nach J. R. Rydberg jedoch durch die Quadratzahlen $1^2, 2^2, 3^2, 4^2$ begrenzt. Dies führte mich zu dem Gedanken, den Raum um einen Atomkern als durch Zahlen strukturiert zu betrachten. Hierzu muss man aber die herkömmliche, lineare Betrachtungsweise der Zahlen aufgrund der Rotationssymmetrie des Raums um einen Atomkern aufgeben und eine zyklische Anordnung wählen. Dazu bieten sich erweiternde, konzentrische Zahlenkreise um den Atomkern herum an.

In den fortlaufenden Zahlen 0, 1, 2, 3, 4, 5... befinden sich jene unteilbaren Zahlen, die wir Primzahlen nennen: 2, 3, 5, 7, 11, 13, 17, 19, 23, ... Die 1 gilt per Definition nicht als Primzahl, was sich als folgenschwerer Irrtum erwiesen hat. Die Primzahlen sind wegen ihrer kryptografischen Anwendung bei Scheckkarten und anderen verschlüsselten Botschaften bis hin zur Atombombe aus unserem Leben nicht mehr wegzudenken. Alle Mathematiker der Weltgeschichte haben mehr oder weniger intensiv danach gesucht, ob sich in der Reihe der Primzahlen eine Ordnung, eine Struktur, eine Gesetzmäßigkeit finden lässt. Vor 300 Jahren hat der große Mathematiker Leibniz eine Struktur erkannt: Ab der Zahl 5 folgen alle Primzahlen einem auffälligen 6er-Rhythmus. Sie liegen immer direkt vor oder direkt hinter einer Zahl, die durch 6 teilbar ist, also vor und nach der 6, bzw. vor und nach der 12, und vor und nach der 18. Die

| | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-----------|-----------|----|----|----|-----------------------|-----------|-----------|----|----|----|
| 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | -1 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | |
| <u>5</u> | 6 | <u>7</u> | 8 | 9 | 10 | <u>5</u> | 6 | <u>7</u> | 8 | 9 | 10 |
| <u>11</u> | <u>12</u> | <u>13</u> | 14 | 15 | 16 | <u>11</u> | <u>12</u> | <u>13</u> | 14 | 15 | 16 |
| <u>17</u> | <u>18</u> | <u>19</u> | 20 | 21 | 22 | <u>17</u> | <u>18</u> | <u>19</u> | 20 | 21 | 22 |
| <u>23</u> | <u>24</u> | <u>25</u> | 26 | 27 | 28 | <u>23</u> | <u>24</u> | <u>25</u> | 26 | 27 | 28 |
| <u>29</u> | <u>30</u> | <u>31</u> | 32 | 33 | 34 | <u>29</u> | <u>30</u> | <u>31</u> | 32 | 33 | 34 |
| <u>35</u> | <u>36</u> | <u>37</u> | 38 | 39 | 40 | <u>35</u> | <u>36</u> | <u>37</u> | 38 | 39 | 40 |
| <u>41</u> | <u>42</u> | <u>43</u> | 44 | 45 | 46 | <u>41</u> | <u>42</u> | <u>43</u> | 44 | 45 | 46 |
| <u>47</u> | <u>48</u> | <u>49</u> | 50 | 51 | 52 | <u>47</u> | <u>48</u> | <u>49</u> | 50 | 51 | 52 |
| <u>53</u> | <u>54</u> | <u>55</u> | 56 | 57 | 58 | <u>53</u> | <u>54</u> | <u>55</u> | 56 | 57 | 58 |
| <u>59</u> | <u>60</u> | <u>61</u> | 62 | 63 | 64 | <u>59</u> | <u>60</u> | <u>61</u> | 62 | 63 | 64 |
| | | | | | | | | | | | |
| 6er-Takt nach Leibniz | | | | | | 6er-Takt nach Plichta | | | | | |

Abb.1: Primzahlzwillingsstakt Leibniz/Plichta

dazugehörige Formel lautet $6n \pm 1$ (6 mal 1 minus 1 gleich 5, 6 mal 1 plus 1 gleich 7, 6 mal 2 minus 1 gleich 11, 6 mal 2 plus 1 gleich 13 usw.). Es entstehen die fortlaufenden Primzahlzwillinge 5/7, 11/13, 17/19. Setzt man aber in die Formel $6n \pm 1$ für n eine Null ein, erhalten wir zusätzlich eine -1 , was mich auf den Gedanken brachte, dass vor dem Primzahlzwillings 5/7 noch der Primzahlzwillings $-1/+1$ steht (Abb. 1).

Leibniz konnte dies nicht entdecken, weil im Zeitalter des Barocks zwar die Null als natürliche Zahl akzeptiert wurde, während etwas, was weniger als null ist, nämlich -1 als mit der Logik nicht vereinbar galt. Hierbei muss darauf geachtet werden, dass hier nicht die -1 als Anfangsglied der negativen Zahlen $-1, -2, -3$, gemeint ist, sondern als Wurzelausdruck der Zahl $+1$. Die Zahl 1 lässt sich, wie dies erst Euler durchschaut hat, unendlich oft in Wurzelausdrücke zerlegen. Aus Abb. 1 ergibt sich, dass die -1 die Anfangszahl der natürlichen Zahlen ist, was ich mit einer zyklischen Zahlenuntersuchung bewiesen habe.

Die Grundlage jeglicher Materie sind die Atome. Hierbei spielen die maximal acht Elektronen der äußersten Schale eine entscheidende Rolle. Die acht Elektronen der so genannten Edelgasschale verhalten sich dabei wie vier Elektronenpaarzwillinge. Es ist nun entscheidend, dass diese vier Zwillinge sich aus einem so genannten s-Elektronenpaar und weiterhin aus drei so genannten p-Elektronenpaaren zusammensetzen. Die Gründe hierfür waren bisher völlig unbekannt. Indem ich den Zahlenzwillings $-1/+1$ und die drei Primzahlzwillinge 5/7, 11/13 und 17/19 zyklisch anordnete, war endlich eine Parallele zu den vier Elektronenpaarzwillingen dargestellt (Abb.2).

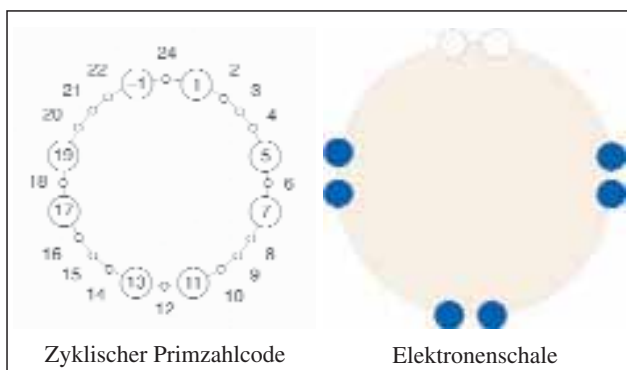


Abb. 2: Elektronenschale und zyklischer Primzahlcode

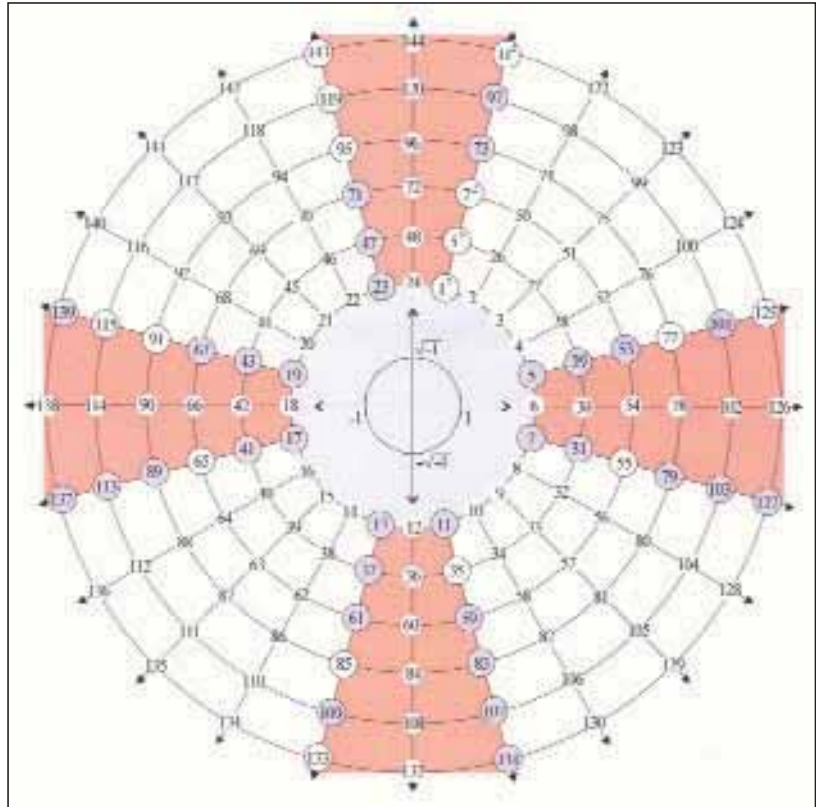


Abb. 3: Primzahlkreuz

Die Übereinstimmung zwischen den Elektronenpaarzwillingen auf einer räumlichen Schale und der zyklischen Geometrie der Primzahlzwillinge wird also noch einmal betont durch das auffällige 1 und 3 – Gesetz. Primzahlen sind die Grundbausteine der Mathematik, genau, wie in den Elektronenhüllen der chemische Charakter eines Elements verankert ist. Ich stand also am Anfang eines Erklärungsmodells für das von Bohr entdeckte Schalenmodell. Da dieses Bohr'sche Atommodell später durch ein wellenmechanisches Elektronenmodell mathematisch präziser formuliert worden ist, kannte ich die Aufgabe, die vor mir lag.

Obwohl der Zwillingscode mit der Primzahl 19 endet, muss aus Abstandskombinatorik bis zur Primzahl 23 weitergezählt werden. Die Zahl 23, die zunächst an der gleichen Stelle wie die -1 lag, zwang mich zu der Überlegung, den Zahlenzwillings $-1/+1$ aus der ersten Schale herauszunehmen. Die Theorie der komplexen Zahlen, die Ingenieuren geläufig ist, führte zur Lösung, dass die Zahlen $+1$ und -1 nunmehr mit ihren Wurzelausdrücken Wurzel -1 (i) und minus Wurzel -1 ($-i$) quadratisch, kreuzförmig in die Mitte des „Primzahlkreuzes“ verlegt werden konnten (Abb. 3). Meine Hoffnung, mit zahlentheoretischen Mitteln in das Geheimnis der Atomhüllen eindringen zu können, hatte sich erfüllt: Bei allen Elementen oberhalb des Heliums ${}^2\text{He}$ gibt es auch eine so genannte nullte Schale, auf der sich maximal zwei Elektronen bewegen.

Auf der ersten Schale des Primzahlkreuzes liegen die Zahlen 0, 1, 2, 3, ... bis 24. Die Zahl 25 ist quadratischer Natur wie die 1 und wird deshalb über ihr angeordnet. In **Abb. 3** ist zu erkennen, dass der Primzahlcode 1, 5, 7, 11, ... sich quadriert auf der Ebene oberhalb der Zahl 1^2 linear fortsetzt und zwar fortsetzt als Quadratur seines eigenen Primzahlcodes: $1^2, 5^2, 7^2, 11^2, 13^2, \text{etc.}$

Aus der quadratischen Natur des Primzahlkreuzes lässt sich zahlentheoretisch ableiten, dass der Raum um jeden Atomkern von einer Dimension ist, die bisher nicht bekannt war. Mathematisch gesehen muss der Raum um einen dreidimensionalen Körper herum vierdimensional sein. Da wir diese Vierdimensionalität bisher nicht kannten, haben Mathematiker von Felix Klein bis Albert Einstein die drei Dimensionen des Raumes mit einer eindimensionalen Zeit zu einer vierdimensionalen Raum-Zeit verknüpft. Dieser physikalische Kunstgriff war der Kardinalfehler in der Wissenschaft des 20. Jahrhunderts. Poincaré, der letzte große Mathematiker im Range von Gauß, hat diese Vorgehensweise scharf verurteilt. Nunmehr hebt sich der Schleier. **Abb. 3** zeigt in der Mitte den so genannten Euler'schen Einheitskreis. Dieser hat die Geometrie einer x, y-Ebene. Bei der Quadratur zweier sich kreuzender Linien entsteht die Geometrie zweier sich kreuzender Flächen. Diese neuartige Geometrie von der Art x^2, y^2 hat die Dimension Fläche ins Quadrat, also cm^4 . Ganz deutlich wird hierbei, dass es nicht um eine einzelne (angehängte) vierte Dimension geht, sondern um eine reine räumliche Vierdimensionalität. (Eine Abbildung davon befindet sich auf dem Cover der Bände „Das Primzahlkreuz“).

Kennzeichen dieser gekreuzten Flächen ist die Tatsache, dass sich im Inneren die komplexe Ebene befindet, die über keine z-Achse verfügt. Erst aus dieser neuen Einsicht lässt sich das von Newton gefundene berühmte reziproke Quadratgesetz $1 : r^2$ erklären. Bekanntlich dehnen sich alle elektromagnetischen Wellen nach einer kreuzförmigen Geometrie aus. Hierbei stehen Sinus- und Cosinus-Anteil in einem rechtwinkligen Verhältnis zueinander. Nebenbei sei vermerkt, dass hier die komplexen Zahlen mit den Primzahlen verknüpft sind.

Bei Betrachtung von **Abb. 3** fällt auf, dass die ± 1 , die ausgerechnet (per Dogma) nicht zu den Primzahlen gezählt wird, die Stammzahl aller Primzahlen der Form $6n \pm 1$ ist. Diese Primzahlen sind nur durch 1 teilbar (nicht durch 2 oder 3). Die herkömmliche Definition, dass eine Primzahl durch sich selbst teilbar ist, stellt logisch eine Tautologie dar. Jede Zahl ist durch sich selbst teilbar. Die Zahl 1, die in sich eine Spiegelzahl aus -1 und $+1$ darstellt, ist also das Anfangsglied, d. h. erstes (prim) Glied der durch 1 teil-

baren Zahlen. In unserem 24er-Kreis sind also acht Zahlen primzahlig. Was ist nun mit den übrigen 16 Zahlen? Die 2 ist die einzige gerade Primzahl in der unendlichen Folge aller ungeraden Primzahlen, während die 3 die einzige ungerade Primzahl ist, die nicht zur Form $6n \pm 1$ gehört.

Wir ahnen, worauf diese Betrachtungsweise hinausläuft: Die 16 Zahlen leiten sich von der 2 bzw. 3 ab. Also sind auch die Zahlen 2 und 3 besondere Primzahlen (erste Zahlen), weil sie Anfangsglieder aller durch 2 bzw. 3 teilbaren Zahlen sind. Die ersten drei unteilbaren Zahlen 1, 2, 3 sind deshalb „prim“, weil sie die Anfangsglieder der 3 verschiedenen Sorten von Zahlen sind. Dass die 3er-Zahlen alternierend gerade und ungerade sind, liegt daran, dass sie die fortlaufenden Produkte der Primzahl 3 in der Folge der natürlichen Zahlen 1, 2, 3, 4, 5 ... sind.

- 1 \rightarrow 5, 7, 11, 13, 17, 19, 23, ... (durch 1 teilbar)
- 2 \rightarrow 4, 8, 10, 14, 16, 20, 22, ... (durch 2 teilbar)
- 3 \rightarrow 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, ... (durch 3 teilbar)

Herkömmlich werden die Zahlen in zwei Gruppen eingeteilt, nämlich in gerade und ungerade, was unser dualistisches physikalisches Weltbild widerspiegelt, welches auch lediglich die zwei Begriffe Raum und Zeit verknüpft. Raum und Zeit können aber nur quantitativ erfasst werden, wenn man die Zahlen als dritten Bestandteil der Unendlichkeit ansieht und ihre Einteilung in drei Sorten zum Fundament der neuen Natur-Wissenschaft macht. Kennzeichen der Unendlichkeit ist die hier neu eingeführte Trinität von

Raum, Zeit und Zahlen

wobei der Raum der Anschauung (Kant) dreifach ist im Sinne von Länge, Breite und Höhe. Die Zeit ist ebenfalls etwas Dreifaches in unserem linearen Bewusstsein: Vergangenheit, Gegenwart und Zukunft. Die revolutionäre Erkenntnis, dass sich die Zahlen aus drei Klassen Zahlen K_1, K_2 und K_3 zusammensetzen, rechtfertigt den Schluss, dass wir die Zahlen gar nicht erfunden haben, sondern nur entdeckt. Da der Raum um einen Atomkern vierdimensional ist, lässt sich sofort der Atomaufbau aus Kern und Hülle unter diesem neuen Gesichtspunkt erklären. Wolfgang Pauli, den man das „Gewissen der Physik“ nannte, war schon fast zu dieser Erkenntnis vorgegangen.

Alle Atome bestehen aus nur drei Teilchen: Proton, Neutron, Elektron. Als Pauli, der aus diesem Grund bis dahin fanatischer Trinitarier im Sinne von Kepler gewesen war, einsehen musste, dass die Elektronen vier Quantenzahlen haben, wurde er spontan auch Quarterianer im Sinne von Fludd. Er hat dies

explizit in seinem Œuvre hinterlassen. Ihn hätte natürlich folgende Überlegung fasziniert: Die Ordnungszahlen der stabilen chemischen Elemente verlaufen über die Zahlen 1, 2, 3, ... bis 83. Danach beginnt schlagartig die Radioaktivität. Auffälligerweise fehlen innerhalb dieser Reihe die Elemente 43 und 61. Ein Blick auf die Nuklidkarte zeigt, dass diese beiden primzahligen Elemente keine stabilen Isotope besitzen. Da dies natürlich kein Zufall sein kann, habe ich die beiden fehlenden Elemente von der Zahl 83 abgezogen. Die Zahl 81, die sich aus dieser Differenz ergibt, hat die spezifische Primzahlzerlegung $81 = 3 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 3 = 3^4$

Dieses 3 hoch 4 Gesetz führte zu der Überlegung, den Kehrwert dieser Zahl zu untersuchen: Der dabei auftretende periodische Dezimalbruch liefert die fortlaufenden Zahlen 0, 1, 2, 3, ... bis 9 als Periode, wobei die Ziffer 8 fehlt. Nun lassen sich aber nach einem Gesetz von A. L. Cauchy über einen Rechenrick $0,111 \dots$ mal $0,111 \dots$ folgende Operationen durchführen

$$1 : 81 = 0,01234567901234567901 \dots$$

$$=$$

$$1 : 81 = 0,0123456789(10)(11)(12)(13) \dots$$

Da es im g-adischen, von uns benutzten Dezimalsystem keine Ziffern gibt, die größer als 9 sind, sind die Zahlen 10, 11, 12, usw. in Klammern gesetzt. Die Ziffer (10) in bekannter dezimaler Schreibweise vergrößert die vorstehende 9 zu einer 10, wodurch die davor stehende 8 um 1 auf 9 vergrößert wird. Es ist also offensichtlich so, dass die Anzahl 81 als Kehrwert die Ordnung der fortlaufenden Zahlen in sich verbirgt. Es liegt auf der Hand, dass dieser Gedanke nur gültig ist, wenn der vierdimensionale Raum nicht nur ein Primzahlraum ist, sondern im reziproken Quadratgesetz von Newton gleichzeitig das Dezimalsystem als Stellenwert verankert ist. Dies zu beweisen gelang 1986. Nunmehr konnte auch die mathematische Konstante $e = 2,718 \dots$ direkt aus der Geometrie und der Verteilung der Primzahlen auf dem Primzahlkreuz abgeleitet werden. Ebenfalls ließ sich zeigen, dass der Satz von Wilson und die Kreiszahl π direkt aus der kombinatorischen Ordnung der Primzahlen auf dem Primzahlkreuz und seiner komplexen inneren Struktur abgeleitet werden können. Es liegt auf der Hand, dass die erfolgten Beweise innerhalb eines Artikels nicht beschrieben werden können.

Ich habe den begründeten Verdacht, dass Carl Friedrich Gauß bereits vor mir zu den hier geschilderten Überlegungen vorgestoßen ist, obwohl zu seinen Lebzeiten die Naturwissenschaften erst in den Anfängen steckten und ihm die Gesetzmäßigkeiten von Atomkernen und Atomhüllen unbekannt waren. Er hatte wohl seine Gründe zu schweigen.

Teil II: Der dreidimensionale Raum der Ja-Nein Entscheidungen und das $1 : 2^r$ - Gesetz

Bis in die Mitte des vorigen Jahrhunderts waren die Physiker davon überzeugt, dass alle physikalischen Phänomene letzten Endes auf Newton'sche Mechanik zurückführbar seien. Bei der Untersuchung von Gasen und dem Phänomen der Wärme stieß man aber sehr bald auf eine andere Art Physik, die nicht mechanischen, sondern logarithmischen Gesetzen gehorcht. Die Basis dieses Logarithmus erwies sich ausgerechnet als die wichtigste mathematische Grundkonstante, die Euler'sche Zahl $e = 2,718 \dots$. Da die Abnahme der Primzahlen (Primzahlsatz) aber just von dieser Zahl gesteuert wird (Vallée Poussin und Hadamard 1896), nämlich über das Gesetz $x : \ln x$, lag es für mich auf der Hand, die Struktur und Verteilung der Primzahlen daraufhin zu untersuchen, ob das Rätsel der Primzahlen nicht selber mit dem Rätsel dieser Welt verknüpft ist. Da sich außerdem ohne die mathematischen Grundkonstanten e , i , π keine Physik betreiben lässt, stieß ich 1989 zu dem Gedanken vor, die Folge der Exponenten 0, 1, 2, 3, 4,5, ... zu den Basen 2, 3, 4, 5, ... zahlentheoretisch zu untersuchen.

Es gibt zwei mathematische Formen der Unendlichkeit, das unendlich Große (in Form von ganzen Zahlen) und das unendlich Kleine (in Form der reziproken Zahlen). Schnittstelle ist die Zahl 1, die selber ihr eigener Kehrwert ist. Darüber hinaus wurde in der Mathematik – zunächst lediglich zur Vereinfachung – die Verwendung von Exponenten eingeführt. Später wurde deutlich, dass ohne die Einführung der Begriffe Exponent und Basis höhere Mathematik nicht sinnvoll betrieben werden kann. Eine Zahl in Basisstellung gibt nämlich eine Quantität an, während eine Zahl in Exponentenstellung einen mit einer mathematischen Operation verknüpften Steuerbefehl darstellt, nämlich, wie oft die dazugehörige Basiszahl mit sich selbst multipliziert werden soll. Diese Zahlen – Exponenten bzw. Logarithmen – haben natürlich auch etwas mit der Struktur und Verteilung der Primzahlen zu tun. 1993 ließ sich die Primzahlordnung in fortlaufenden Exponenten auf einen Additionsalgorithmus von reziproken Primzahlen zurückführen,

Als die Wissenschaftler unseres Jahrhunderts Gott als nicht wissenschaftlich beweisbar erklärten, mussten sie, um ihn abzuschaffen, auch seine Attribute – den unendlichen Raum und die ewige Zeit – durch Begrenztheiten ersetzen, indem sie Raum und Zeit einen Anfang zuwiesen. Als sie dann auch noch die unendlichen Zahlen und die imaginären bzw. transzendenten Konstanten zu menschlichen Erfin-

dungen erklärten, war Platons Ideenlehre, nach der das Universum auf Zahl und Geometrie aufgebaut ist, endgültig durch menschliche Dogmatik ersetzt. Die in der Welt existierende Ordnung wurde als von der Natur ohne jeden höheren Zweck hervorgebracht verstanden. Die Ordnung war unbewusst, das Universum selbst besaß keine bewusste Intelligenz, nur der Mensch war mit dieser ausgestattet. Die Naturgesetze wurden nicht mehr als übernatürlich (göttlich) verstanden, sondern als natürlich. Die mathematischen Muster, in der die materielle Welt angelegt ist, wurden nicht etwa weggeleugnet, sondern eifrig bejaht, aber einfach der unerforschlichen Natur der Dinge oder auch der Natur des menschlichen Geistes zugeschrieben. So entstand über Leibniz, Kant und Physiker dieses Jahrhunderts unser modernes Weltbild.

Kritik an dieser Theorie, die hauptsächlich aus nichtphysikalischen Disziplinen laut wurde, galt von vorneherein als unqualifiziert, weil seitdem nur noch das als wahr akzeptiert wird, was gemessen werden kann. Eben dadurch sind wir in dem größten Kampf der Weltgeschichte – zwischen dem Glauben und dem Wissen – erneut in eine Falle gelaufen. Wir haben aufgehört, an eine göttliche Ordnung zu glauben und glauben stattdessen an den unumstößlichen Wert unserer Messergebnisse und ihrer Interpretationen.

Vor allen anderen Überlegungen zum Wesen der Materie ist es zunächst einmal notwendig zu begründen, warum Atome überhaupt aus zwei Teilen – aus Kern und Hülle – bestehen. Im Zuge der Entdeckung des Neutrons und der Erstellung der Nuklidkarte sind große Anstrengungen unternommen worden, ein einheitliches Gesetz zu finden, das den Aufbau der Atomkerne und den der Atomhülle auf eine einheitliche Grundlage stellen soll, was sich nicht durchführen ließ.

Wie entstehen eigentlich Atomkerne? Sie entstehen durch Stoßprozesse zwischen Nukleonen, also in gasgefüllten Räumen, deren Struktur dreidimensional ist. Durch Reduktion auf Zweierstöße kann dieses Problem durch ein Galtonsches Nagelbrett und damit durch die Mathematik des Pascal'schen Dreiecks dargestellt werden.

Normalerweise verbrennen Sonnen ihren verdichteten Wasserstoff nur bis zum Element Helium. Das Verschmelzen von zwei Heliumkernen würde Beryllium mit der Massenzahl 8 und die Aufnahme eines Protons durch Helium einen Atomkern mit der Massenzahl 5 liefern. Atomkerne mit den Massenzahlen 5 und 8 sind jedoch allesamt völlig instabil, d. h., ihre Halbwertszeiten sind so unvorstellbar klein, dass man sie nur indirekt bestimmen kann. Gerade das ‚Verbot‘ dieser Massenzahlen sichert das ruhige Abbrennen der meisten Sterne (so wie unserer Son-

ne), sodass die Sonnenbestrahlung der Erde lange und konstant genug war, um die Existenz von Lebensformen überhaupt erst möglich zu machen.

Es gibt aber sehr massenreiche Sterne, die mithilfe von Druck und Hitze diese natürlichen Schranken auf andere Art und Weise überwinden und aufgrund ihrer hohen Nukleonendichten immer mehr Elemente des Periodensystems bis hinauf zu ${}_{26}^{\text{Eisen}}$ erzeugen (Fusionen zu noch schwereren Elementen liefern keine Energie mehr). Dadurch steigt der Anteil der schweren Elemente so stark an, dass eine solche Sonne Brennstörungen erleidet und explodieren kann. Bei diesem Supernova-Ereignis treten blitzartig so unvorstellbare Temperaturen und Drücke auf, dass Protonen mit Elektronen verschmelzen und so Neutronen entstehen. Gleichzeitig fusionieren die vorhandenen Elemente kombinatorisch miteinander und bilden durch den vorhandenen Überschuss an Neutronen Elemente mit Ordnungszahlen bis weit über 100. Die Bruchstücke der Explosion erkalten rasch und nach ein paar Millionen Jahren ist auch die Radioaktivität abgeklungen, d. h., die radioaktiven Atomkerne mit geringer Halbwertszeit sind verschwunden. Übrig bleiben die stabilen Isotope der Elemente, aus denen auch unsere heutigen Silikatplaneten bestehen. Der Restwasserstoff verdichtet sich zu einem Stern zweiter Generation, wozu auch unsere Sonne zählt.

Wenn nicht ein geheimnisvolles Gesetz Elementen wie ${}_{92}^{\text{Uran}}$ und ${}_{90}^{\text{Thorium}}$ Isotope mit extrem hohen Halbwertszeiten erlauben würde, wäre der Bau von Kernmeilern unmöglich. Nur mithilfe der hohen Neutronendichten in solchen Meilern konnte man künstliche Isotope erzeugen und lernte so, zwischen radioaktiven und stabilen Elementen bzw. Isotopen zu unterscheiden. Man tabellierte die verschiedenen Isotope und erhielt Gewissheit, dass bspw. Zinn eben kein stabiles elftes oder zwölftes Isotop besitzt. Dies gilt auch im hintersten Winkel des Universums. Folgende Erkenntnis ist festzuhalten: Die Nuklidauffächerung der chemischen Elemente ist universell, wobei die Atomkerne von 81 Elementen in Form von maximal 10 verschiedenen Isotopen stabil sein können.

Die Dreifachheit der fortlaufenden, ganzen Zahlen bestimmt die Geometrie des Primzahlkreuzes im vierdimensionalen Raum. Es ist nun ein unumstößliches Faktum, dass Abnahmen physikalisch etwas mit dem natürlichen Logarithmus zu tun haben. Man denke nur an das Lambert-Beer'sche Gesetz, die Raketengleichung, die Gesetze der Entropie usw. Es kam nun darauf an, eine Geometrie zu finden, die die Gesetze von Ja-Nein-Entscheidungen spiegelt. Wenn man einen Sack mit kleinen Kugeln durch ein so genanntes Galton'sches Nagelbrett fallen lässt, entsteht

eine Häufung, die Gauß-Verteilung genannt wird. Zur Untersuchung der Statistik von Zweierstößen betrachten wir den Fall einer einzigen Kugel durch ein Nagelbrett. Die Kugel soll von der nullten Etage herunterfallen; sie besitzt dabei nur eine Möglichkeit der Fallrichtung. Fällt sie auf den ersten Nagel, kann sie nach links oder rechts fallen. Die Wahrscheinlichkeit, dass sie nach rechts fällt, ist $\frac{1}{2}$. Beim Herunterfallen auf die zweite Etage hat die Kugel wieder die Entscheidungsfreiheit, nach rechts oder links zu fallen. Fällt sie ein weiteres Mal nach rechts, ergibt sich die Wahrscheinlichkeit $\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}$. Auf der dritten Etage beträgt dann der Wert der Entscheidung für rechts $\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}$. Wir summieren nun die Einzelwahrscheinlichkeiten für den fortgesetzten unendlichen Fall nach rechts und erhalten:

$$1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{4} + \frac{1}{8} + \dots = 2$$

Nun wollen wir den Fall der Kugel betrachten, wenn freie Entscheidbarkeit herrscht: Der Verlauf der Kugel von der nullten über die erste Etage ist derselbe wie im obigen Beispiel. In der zweiten Etage existiert jeweils ein Weg, um zum linken und ein Weg, um zum rechten Nagel zu gelangen. Zum mittleren Nagel der dritten Etage führen genau zwei Wege. Die beiden mittleren Nägel der vierten Etage können über jeweils drei Wege erreicht werden. Bis zur nächsten Etage existieren für die jeweiligen Nägel 1, 4, 6, 4, 1 mögliche Wegkombinationen (**Abb. 4**).

Die entstandenen Kombinationszahlen nennt man Binomial-Koeffizienten. Allgemein erhalten wir ein Schema, das nach dem französischen Mathematiker und Philosophen Blaise Pascal ‚Pascal’sches Dreieck‘ genannt wird. Für jede einzelne Etage gilt: Die Summe der Wegkombinationen ist immer eine Potenz der Zahl 2. Von einer fallenden Kugel wird pro Etage von der Summe aller Wegkombinationen, also von 2^n , eine ausgewählt:

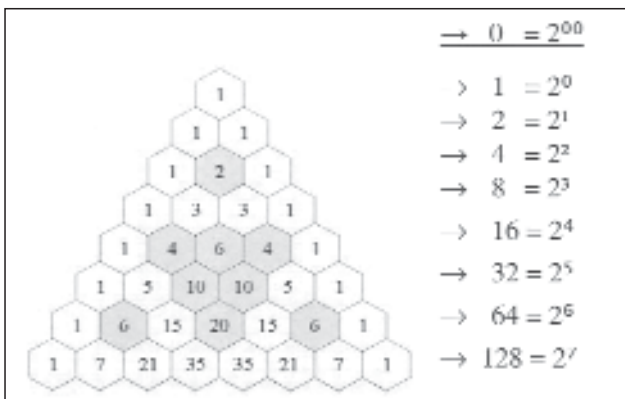


Abb. 4: Mögliche Wegkombinationen auf dem Galton'schen Nagelbrett

$$\frac{1}{2^n}$$

Der Vergleich mit dem reziproken Quadratgesetz ist verblüffend. Man sieht mit einem Blick, dass hier die Basiszahlen und die Exponenten (2 und n) nur vertauscht sind. Dies ergibt sich aus der in Folge beschriebenen Tatsache, dass die Zeilen des Pascal'schen Dreiecks mit reziproken Zahlen beschrieben werden müssen. Die beiden Gesetze

$$\frac{1}{2^n} \text{ bzw. } \frac{1}{n^2}$$

beschreiben, die zueinander reziproken Geometrien des dreidimensionalen und vierdimensionalen Raumes.

Die Kehrwerte der Zahlen 1, 2, 4, 8, 16, 32, ... liefern bei der Aufsummierung den Wert 2. Bei dieser Zahl muss es sich um eine Naturkonstante handeln. Es liegt die Vermutung nahe, dass die Zahl 2 und die Naturkonstante e eng miteinander verknüpft sind, da sie beide über einen verwandten Ordnungsgedanken gewonnen worden sind. Was verbindet die Zahlen 2 und e?

Auf der nullten Etage besitzt eine Kugel nur eine Möglichkeit der Fallrichtung. Sie soll auf den ersten Nagel treffen (erste Etage). Ob sie jetzt nach rechts fällt, wird von entscheidender Bedeutung sein für den endgültigen Ort ihres späteren Verbleibes in der Verteilungskurve. Der Ort ihrer Entscheidung auf der zweiten Etage ist also abhängig von der Entscheidung der darüber liegenden Etage. Das Gleiche gilt für den Nagel, auf den die Kugel in der dritten Etage trifft. Das ist wiederum abhängig von den Prozessen in der Etage darüber. Man kann folgern: Die Wichtigkeit der einzelnen Etagen nimmt ab.

Die n-te Etage besitzt n Nägel. Die Wichtigkeit der einzelnen Etagen für den endgültigen Aufenthaltsort der Kugel verläuft somit über die reziproken Zahlen

$$1, \frac{1}{2}, \frac{1}{3}, \frac{1}{4}, \frac{1}{5}, \dots$$

Die Wahrscheinlichkeit der Fallrichtung einer Kugel nach links oder rechts ist jeweils $\frac{1}{2}$. Eine Kugel soll nun idealer Weise immer abwechselnd nach links und rechts fallen. Sie wird dann genau im Mittelpunkt der Gauß'schen Glockenkurve eintreffen. Dabei nimmt die Wichtigkeit der Etagen, durch die sie fällt, ebenso, wie oben beschrieben, ab. Die alternie-

renden Fallrichtungen links oder rechts werden jetzt durch Vorzeichenwechsel von plus und minus in der Aufsummierung verdeutlicht. Wir erhalten die nach N. Mercator genannte Mercator-Reihe:

$$1 - \frac{1}{2} + \frac{1}{3} - \frac{1}{4} + \frac{1}{5} - + \dots = 0,69314\dots = \ln 2$$

Würden unzählig viele Kugeln durch unzählig viele Etagen laufen, wäre die Verteilung der Kugeln exakt symmetrisch, weil die Links-Entscheidungen und die Rechts-Entscheidungen gleich wahrscheinlich sind. Der Wert für den oben gedachten Zickzackweg in der Mitte des Nagelbrettes ist 0,69314 Das ist der natürliche Logarithmus einer ganzen Zahl zur Basis e. Es handelt sich um den Logarithmus der Zahl 2, der die Ja-Nein-Entscheidung steuert.

$$e^{0,69314 \dots} = 2$$

In der Mitte des Nagelbrettes hat die Häufigkeitskurve ihren höchsten Punkt. Die Verteilungskurve kann nur dann eine e-Funktion sein, wenn die Abläufe auf dem Nagelbrett mathematisch an den natürlichen Logarithmus gebunden sind.

Das Nagelbrett stellt nur ein Modell zur Sichtbarmachung von Ja-Nein-Entscheidungen dar. Für eine Menge von Gasatomen, die sich gegenseitig stoßen, gilt mathematisch dasselbe wie für das Nagelbrettmodell. Die Stöße der einzelnen Atome untereinander (Zweierstöße) erscheinen uns im höchsten Maße ungeordnet. Doch für eine größer werdende Anzahl von Stößen ist das gesamte System immer geordneter. Es muss sich mathematisch über e-Funktionen oder die Umkehrung, den natürlichen Logarithmus beschreiben lassen.

Die Untersuchungen des $1 : r^2$ -Gesetzes und des $1 : 2^F$ -Gesetzes haben ergeben, dass beide Räume nur durch Vertauschen von Basis und Exponent miteinander verknüpft sind (*Potenzinvertierung*). In der Tat erhöhen sich ja die Zeilensummenwerte $2^0, 2^1, 2^2, 2^3, 2^4, \dots$ im Pascal'schen Dreieck so, dass der Exponent von Zeile zu Zeile um 1 zunimmt. Genauso nehmen die Glieder auf dem Primzahlkreuz in der Folge der fortlaufenden Basiszahlen 1, 2, 3, 4, ... sukzessive um 1 zu. Exponenten werden zwar genauso wie die Basiszahlen indisch-arabisch geschrieben (nur aus ästhetisch-praktischen Gründen etwas kleiner), doch ihr Wesen ist uns fremd. Während etwa 3x eine uns leicht fassbare Anzahl bedeutet, ist der Ausdruck x^3 ein abstrakter Steuerbefehl und gibt an, dass die Basis x dreimal mit sich selbst multipliziert werden soll. Exponenten (gleicher Basen) werden addiert, wenn die Potenzausdrücke miteinander multipliziert werden sollen: $x^2 \cdot x^3 = x^{2+3} = x^5$.

Für Basiszahlen gilt der Hauptsatz der Arithmetik, wonach sich jede Zahl durch genau ein Produkt von Primzahlen darstellen lässt. Dagegen hat man sich keine Gedanken darüber gemacht, ob denn für Exponenten bzw. Logarithmen eine andersartige Zerlegung in Summen von reziproken Primzahlen existiert. Deswegen und weil Exponenten als menschliche Erfindung gelten, hat niemand überlegt, ob denn die fortlaufenden Ordnungszahlen der chemischen Elemente 0, 1, 2, 3, 4, 5, ... gar keine Anzahlen sind, sondern in Wirklichkeit Steuerbefehle.

Über der $1 = 2^0$ in der ersten Zeile des Pascal'schen Dreiecks befindet sich noch eine Null. Um diese 0 als Potenz der Zahl 2 zu definieren, muss ein neuer Exponent, der Logarithmus der Zahl 0, eingeführt werden: $2^{00} = 0$.

Die Folge der Exponenten der Zeilensummen des Pascal'schen Dreiecks $2^{00}, 2^0, 2^1, 2^2, 2^3, \dots$ entspricht den Dezimalziffern des Kehrwertes von 81 ($1/81 = 0,0123456789(10)(11)(12)\dots$). Die erste Null und das Kommazeichen (0,) im Dezimalbruch 0,0123456... entsprechen dem Exponenten 00.

Addiert man die reziproken Zeilensummenwerte $2^{00}, 2^0, 2^{-1}, 2^{-2}, 2^{-3}, 2^{-4} \dots$ auf, wobei die Brüche < 1 dezimal um eine Stelle verschoben werden, erhält man

$$0 + 1 + (0,05 + 0,0025 + 0,000125 + 0,00000625 + \dots) = 1 + 0,0526315789473684210526315\dots = 1 + \frac{1}{19}$$

Die Anzahl 81 der stabilen chemischen Elemente hat im Dezimalsystem den Restwert 19. Der Gedanke, zahlentheoretische Zusammenhänge über Restwerte zu untersuchen, stammt von Euler. Gauß hat diese so genannte Modulararithmetik weitergeführt und zu einem Grundpfeiler der Zahlentheorie gemacht. Hierbei ist etwas übersehen worden, was folgenswer war. Es lässt sich die folgende unendliche Potenzsumme mit der Basiszahl 19 bilden. (Weil die 19 zweistellig ist, müssen die Glieder der Potenzsumme fortlaufend durch 100er-Exponenten geteilt werden.)

$$\begin{aligned} & \frac{19^{00}}{100^0} + \frac{19^0}{100^1} + \frac{19^1}{100^2} + \frac{19^2}{100^3} + \frac{19^3}{100^4} \\ & + \dots \frac{00}{10^0} + \frac{0}{10^1} + \frac{1}{10^2} + \frac{2}{10^3} + \frac{3}{10^4} + \dots \\ & = 0,01234\dots = \frac{1}{81} \end{aligned}$$

Weil die Zahl 81 den Restwert 19 hat, ist der Kehrwert von der Zahl 81 die Dezimale: $0,0123456789(10)(11)(12)\dots$

Die Ordnungszahlen der im dreidimensionalen Gasraum gebildeten chemischen Elemente entsprechen also der Folge der Exponenten im Pascal'schen Dreieck.

Der vierdimensionale Raum ist dezimal für 81 stabile Elemente angelegt. Der Raum, in dem Atomkerne entstehen, ist dreidimensional, aber ebenfalls dezimal. Beide Räume unterscheiden sich durch Potenzinvertierung. Damit die Folge der Exponenten (Ordnungszahlen) dieselbe ist wie die Folge der fortlaufenden Dezimalzahlen, braucht das System modulararithmetisch die Basis 19. Damit ist das tief verborgene Rätsel des Gesetzes gefunden, das Atomkerne mit ihren Hüllen verknüpft. Die Verknüpfung bei den Atomen ist modulararithmetisch. Das bedeutet, dass

die Ordnungszahlen der chemischen Elemente Logarithmen sind und damit Steuerbefehle. Aus diesen Überlegungen ließen sich die Notwendigkeit der 19 Reinisotope und 19 links gebauten Aminosäuren ableiten.

Demokrit und Leukipp, Pythagoras und Plato haben zwei merkwürdige und geniale Voraussagen geprägt: Die Ersteren behaupteten, dass die stoffliche Welt aus Atomen besteht. Die Letzteren prophezeiten, dass sich hinter dieser Welt ein tief verborgenes transzendentes Rätsel verbirgt. Als ich 1998 zeigen konnte, warum die überaus geheimnisvolle Formel

$$e^{i \cdot \pi} = -1$$

den Bau der Elektronenschalen hütet, und warum Kern und Hülle modulararithmetisch und potenzinvertiert verknüpft sind, hat sich das Erbe der griechischen Antike erfüllt.

Literatur

Peter Plichta: Gottes geheime Formel, Langen-Müller 1995, 6. Aufl. 2002 (mit W. Posch)

Peter Plichta: Das Primzahlkreuz Band I, Quadropol Verlag 1991, 3. Aufl. 2000

Peter Plichta: Das Primzahlkreuz Band II, Quadropol Verlag 1991, 3. Aufl. 2002

Peter Plichta: Das Primzahlkreuz Band III, Quadropol Verlag 1998, 2. Aufl. 2003

Peter Plichta: Benzin aus Sand, Langen-Müller 2001 (mit W. Posch)

Auswirkungen der DIN-Fachberichte auf Spannbetonstraßenbrücken

Was ändert sich durch die neuen Regelwerke für die Praxis der Planung und Prüfung?

Im Mai 2003 wurden in Deutschland die Nationalen Regelwerke für die Berechnung und Bemessung von Brücken durch neue Regelwerke, die so genannten DIN-Fachberichte, auf der Basis des Eurocodes ersetzt. Sie bringen vor allem durch das neue Sicherheitskonzept Änderungen, die für den Entwurf und die Ausführungsplanung von Spannbetonstraßenbrücken von Bedeutung sind. Im folgenden Beitrag wird daher auf die wichtigsten Neuerungen eingegangen und ihre Auswirkungen auf die Praxis des Baus von Straßenbrücken aus Spannbeton eingegangen. Da die neue Norm eine wirtschaftlichere Bemessung und ein ausgewogeneres Sicherheitsniveau verspricht, ist es dabei von Interesse, in welchem Umfang sich diese Versprechungen für die Bemessung von Spannbetonüberbauten und Unterbauten am konkreten Beispiel einlösen lassen. Dazu sollen in diesem Artikel Ergebnisse aus der Berechnung von Beispielbrücken gemäß altem Normenwerk, bestehend aus DIN 1072, DIN 1075 und DIN 4227, und neuen DIN-FB verglichen werden.

Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau

Dr.-Ing. Dirk Proske
Institut für Massivbau, Dresden

Dr. sc. techn. Roland von Wölfel
Köhler+Seitz Beraten und Planen GmbH, Nürnberg

1 Einführung

Das Ziel der Schaffung eines einheitlichen Binnenmarktes innerhalb der Europäischen Union hat unter anderem zur Entwicklung von Europäischen Normen für das Bauwesen geführt. Diese Europäischen Normen unterliegen in einigen Bereichen noch der Entwicklung, in anderen Bereichen ist der Entwicklungsprozess bereits abgeschlossen. Für den Verkehrswegebau trifft in wichtigen Teilen Letzteres zu. So wird die statische Berechnung und Bemessung von Brückenbauwerken in Deutschland durch die Einführung der so genannten DIN-Fachberichte (DIN-FB) durch das Bundesministerium für Verkehr-, Bau- und Wohnungswesen im Mai 2003 direkt von dieser Entwicklung betroffen. Die DIN-Fachberichte stellen eine Zusammenfassung der relevanten Europäischen Regelwerke unter Berücksichtigung der Deutschen Nationalen Anwenderdokumente (NAD) dar. Es sei erwähnt, dass parallel zur Einführung der DIN-FB für die technischen Belange auch die Anpassung des zusätzlichen Vertragsrechts für den Brückenbau an die europäischen Regelungen in der neuen ZTV-ING erfolgte. Im Zuge der Bereitstellung dieser beiden Dokumente wurden weitere Regelungen eingeführt, die in allgemeinen Rundschreiben veröffentlicht sind. Im Rahmen dieses Artikels wird aber nahezu ausschließlich auf die DIN-FB eingegangen.

Die DIN-FB sind Teil einer neuen Normengeneration im Bauwesen. Eines der wesentlichen Merkmale dieser neuen Normengeneration ist die Anwendung eines neuen Sicherheitskonzeptes. Dieses Sicherheitskonzept bedient sich im Gegensatz zur alten Stahlbetonnorm nicht nur eines globalen Sicherheitsfaktors, sondern einer Vielzahl von Sicherheitsfaktoren. Diese einzelnen Sicherheitsfaktoren sind jeweils direkt einer Einwirkungs- oder einer Widerstandsgröße zugeordnet. Da innerhalb einer Nachweisgleichung mehrere dieser einzelnen Sicherheitsfaktoren auftreten können, die zusammen die erforderliche Sicherheit erbringen sollen, bezeichnet man diese Faktoren auch als Teilsicherheitsfaktoren. Zusätzlich zu den Teilsicherheitsfaktoren leisten, wie bisher, auch

die charakteristischen Werte einen Beitrag zur Erbringung der Zielsicherheit. Neben dem Konzept der Teilsicherheitsfaktoren wird die neue Normengeneration erheblich durch die massive Einführung der Kombinationsbeiwerte geprägt, die wiederum in Verbindung mit den charakteristischen Einwirkungen und den zugehörigen Teilsicherheitsfaktoren zu Einwirkungskombinationen führen.

Dieses Konzept bestand in den jeweiligen DIN-Normen der alten Generation nur rudimentär. Die hier nur grob umschriebene größere Vielfalt der Werkzeugpalette zur Erbringung der erforderlichen Sicherheit bei der statischen Berechnung und der Bemessung erfordert aber auch einen deutlich höheren Rechenaufwand. Dafür verspricht die neue Norm eine wirtschaftlichere Bemessung und ein ausgewogeneres Sicherheitsniveau. Für den sich mit der Berechnung und Planung von Betonbrücken auseinandersetzen Ingenieur ist nun interessant, in welchem Umfang sich diese Versprechungen aus dem neuen Regelwerk für die Bemessung von Spannbetonüberbauten und Unterbauten am konkreten Beispiel einlösen lassen. Dazu sollen in diesem Artikel Ergebnisse aus der Berechnung von Beispielbrücken gemäß altem Normenwerk, bestehend aus DIN 1072, DIN 1075 und DIN 4227, und neuen DIN-FB verglichen werden. Der Artikel gliedert sich in den Vergleich von Unterbauten und Überbauten.

2 Überbauten

2.1 Annahmen für die Vergleiche

Die Vergleiche beim Überbau beziehen sich auf die Längsrichtung „üblicher“ Spannbetonbrücken, wobei die Ergebnisse nach der alten DIN immer als Referenzwerte dienen und mit 100 % angesetzt werden. Folgende Vereinfachungen bzw. Randbedingungen gelten für die Vergleiche:

- Bestimmung der bemessungsrelevanten Momente in Feldmitte und über der Stütze (ohne Momentenausrundung) und der Querkräfte (im Stützquerschnitt) für einen quasi unendlichen Durchlaufträger ohne Anteile aus Vorspannung
- SLW bzw. TS als Einzellast,
- mittlerer Stützweitenbereich zwischen 16 und 64 m,
- Regelbreite für Fahrbahn und Kappe für eine Bundesstraße sowie einen vier- und sechsspürigen Autobahnüberbau,

- Schlankheit des Überbaus von $l/h = 11$ bis 21,
- B 45 bzw. C 35/45 mit dem E-Modul der entsprechenden Norm,
- Querschnittsfläche und Trägheitsmoment für typische Regelbrücken (im Normalfall Plattenbalken).

Die Vorspannung ist ein konstruktives Element, um innerhalb eines Betonbauteils eine dem Widerstand des Querschnitts genügende Beanspruchung hervorzurufen. Im Gegensatz zur klassischen Bemessung im Stahlbetonbau, die durch die Dimensionierung eines Stahlbetonquerschnittes entsprechend seiner Belastung und Widerstandsfähigkeit geprägt ist, werden die Beanspruchungen aus äußeren Einwirkungen durch eine zusätzliche Einwirkung, die Vorspannung, kompensiert. Die Wirkung der Vorspannung hängt aber in starkem Maße von der gewählten Spanngliedführung ab, die einen Vergleich verschiedener Normen erschwert. Aus diesem Grund wird hier nicht auf die Vorspannung eingegangen.

2.2 Einwirkungen aus dem Straßenverkehr

Die Haupt- und Ermüdungslastmodelle aus dem EC 1 Teil 3 wurden im NAD wesentlich vereinfacht. Diese Vereinfachungen wurden im DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen aus Brücken“ übernommen. **Abb. 1** erlaubt den direkten Vergleich der Regellastmodelle von DIN-Fachbericht und DIN 1072.

Der Vergleich der charakteristischen Schnittgrößen nach alter und neuer Norm liefert kein einheitliches Ergebnis. Bei einer vierspurigen Autobahnbrücke mit etwa 30 m Stützweite erzielt man für das Feldmoment gleiche Ergebnisse nach alter und neuer Norm. Für das Stützmoment ergeben sich gleiche Ergebnisse bei ca. 20 m Stützweite. Kleinere Stützweiten liefern nach der alten Norm größere Momente, größere Stützweiten führen bei der neuen Norm zu größeren Momenten. Zwei Begründungen lassen sich für diese Unterschiede finden. Zum einen erzeugt die durchgehende Gleichlast gemäß DIN-FB bei allen Stützweiten größere Momente als die Gleichlast gemäß alter Norm. Dieser Effekt wird sehr gut in **Abb. 2** ersichtlich.

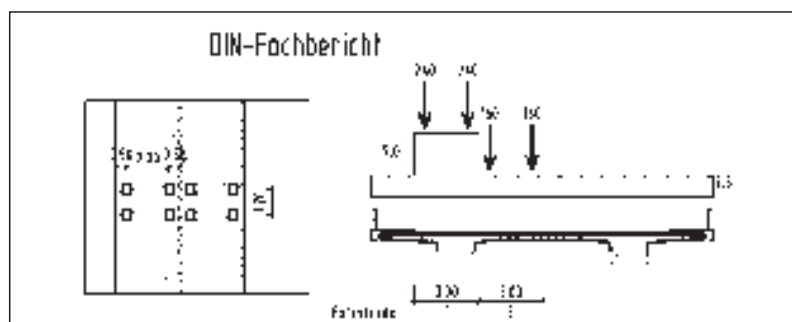


Abb. 1: Regellastmodelle nach DIN 1072 und DIN-Fachbericht

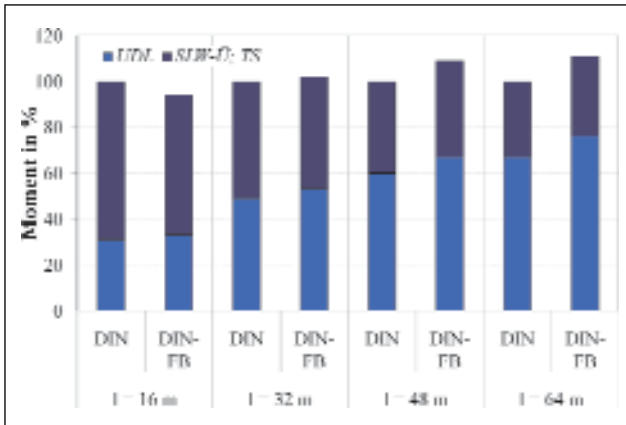


Abb. 2: Biegemoment der Verkehrseinwirkung in Feldmitte

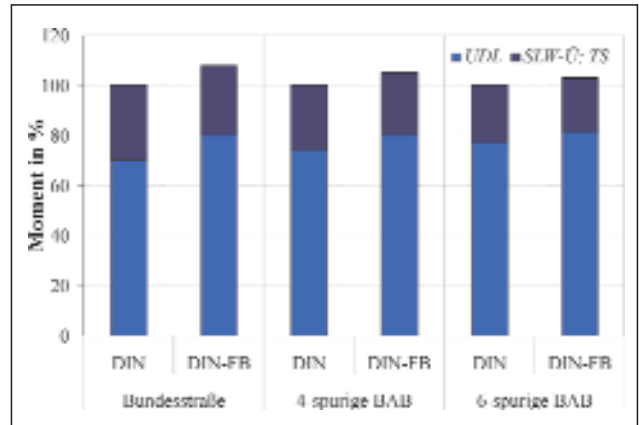


Abb. 5: Biegemoment der Verkehrseinwirkung über der Stütze ($l = 32 \text{ m}$)

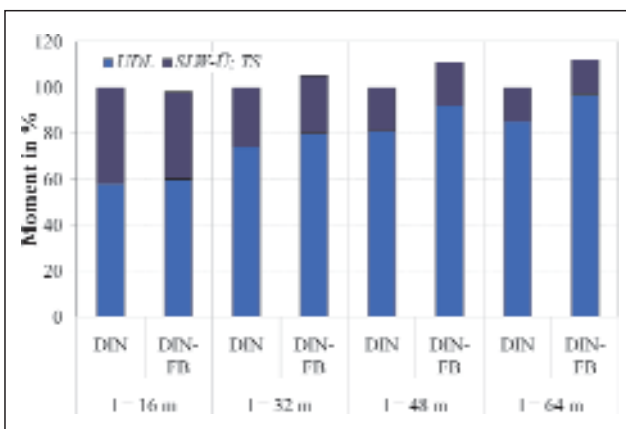


Abb. 3: Biegemoment der Verkehrseinwirkung über der Stütze

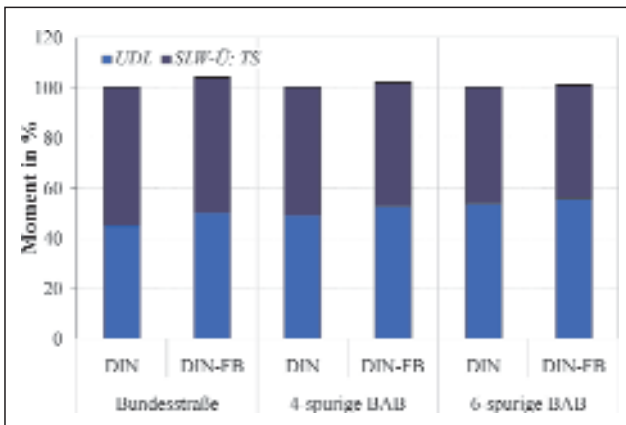


Abb. 4: Biegemoment der Verkehrseinwirkung in Feldmitte ($l = 32 \text{ m}$)

Die Einzellasten gemäß DIN-FB führen erst bei größeren Stützweiten zu höheren Schnittgrößen als die Einzellasten auf Basis der alten Norm. So übersteigen die Schnittgrößen aus Einzellast nach neuer Norm die Werte nach alter Norm beim Feldmoment ab einer Stützweite von etwa 40 m (Abb. 2). Beim Stützmoment ergeben sich im untersuchten Stützweitenbereich keine Erhöhungen der Schnittgrößen durch die Einzellast (Abb. 3).

Der zweite Faktor für die unterschiedlichen Schnittgrößen ist in der Integration des Schwingbeiwertes in die Regellast der neuen Vorschrift zu finden. Bei der DIN 1072 führt die Anwendung des Schwingbeiwertes zu einer deutlichen Erhöhung der Verkehrslast im Bereich kurzer Stützweiten.

Variiert man anstelle der Stützweite die Brückenbreite, so ergibt sich folgender Zusammenhang: Je geringer die Breite einer Brücke wird, umso größer werden sowohl Feld- als auch Stützmoment nach DIN-FB im Vergleich zur alten Norm (Abb. 4 und Abb. 5). Dieses Ergebnis ist auf die höhere Hauptspurgleichlast im DIN-FB im Vergleich zur DIN 1072 zurückzuführen.

Die Angabe der charakteristischen Schnittgrößen allein ist für einen Vergleich der Normen noch nicht aussagekräftig, da die erforderliche Sicherheit durch die charakteristischen Werte, die Kombinationswerte und die Teilsicherheitsbeiwerte gebildet wird. Gerade die Einführung der Teilsicherheitsbeiwerte stellt aber einen wichtigen Unterschied zwischen den Normengenerationen dar. Deshalb soll im Folgenden ein Vergleich auf dem Niveau von Bemessungsschnittgrößen durchgeführt werden.

2.3 Biegung mit Längskraft

Dieser Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit des DIN-FB entspricht dem Nachweis im Bruchzustand der DIN 4227. Er ist unter anderem die Grundlage für die Ermittlung der schlaffen Bewehrung, wobei als Kriterium die kritische Stahldehnung gilt. Die Berücksichtigung der einzelnen Sicherheitsfaktoren ist bei diesem Nachweis zwingend. Der Vergleich der Normen erfolgt damit für Bemessungsschnittgrößen. Für die Ermittlung dieser Schnittgrößen gilt:

$$\text{DIN 4227: } 1,75 \times (G_0 + \Delta G + \text{Verkehr}) + 1,0 \times (\Delta T + \Delta s) \quad (1)$$

$$\begin{aligned}
 \text{DIN-FB: } & 1,35 \times 1,15 \times (G_0 + \Delta G) + 1,5 \times 1,15 \\
 & (\text{UDL} + \text{TS}) + 0,6^{1)} \times 0,8^{2)} \times 1,15 \times \Delta T \\
 & + 0,6^{1)} \times 1,0 \times 1,15 \times \Delta s \\
 & = 1,55 \times (G_0 + \Delta G) + 1,73 (\text{UDL} + \text{TS}) \\
 & + 0,55 \times \Delta T + 0,69 \times \Delta s \quad (2) \\
 & \text{(ständige und vorübergehende Bemessungssituation – Grundkombination)}
 \end{aligned}$$

¹⁾ nach ARS 11/2003 sind Zwangsschnittgrößen zu berücksichtigen, dürfen aber mit den 0,6-fachen Werten der Steifigkeit des Zustandes I berechnet werden.

²⁾ $\psi_0 = 0,8$ nach DIN-FB 101, C.2.4, da nachweisrelevant

Das Bemessungsmoment des DIN-FB im Grenzzustand der Tragfähigkeit beträgt zwischen 88 % und 92 % beim Feldmoment (**Abb. 6**) und zwischen 89 % und 92 % beim Stützmoment (**Abb. 7**) gegenüber der DIN 4227. Der Grund für diese um ein Zehntel geringeren Werte liegt in dem geringen Sicherheitsfaktor für die Eigen- und Ausbaulast. Während in der alten Norm der Sicherheitsfaktor unabhängig von der Art und Weise der Einwirkung war, unterscheidet die neue Normengeneration beim Teilsicherheitsfaktor sehr genau zwischen ständigen und veränderlichen Einwirkungen. Deshalb ergibt sich für die neue Norm beim Bemessungsmoment ein Sicherheitsfaktor für die Eigenlast gemäß $1,35 \times 1,15 = 1,55$, während die alte Norm sowohl für das Moment aus Verkehrslast als auch für Eigengewicht 1,75 fest-

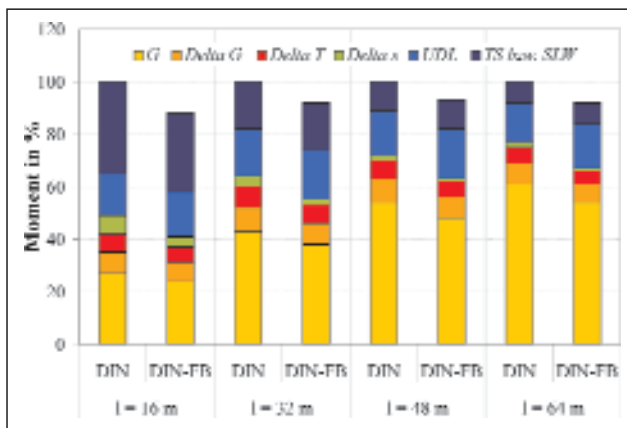


Abb. 6: Bemessungsmoment in Feldmitte

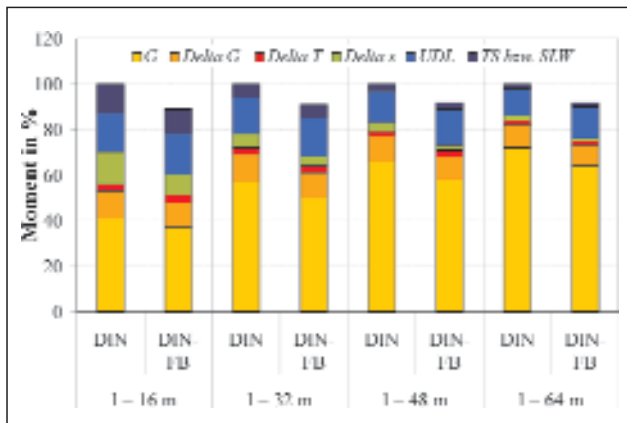


Abb. 7: Bemessungsmoment über der Stütze

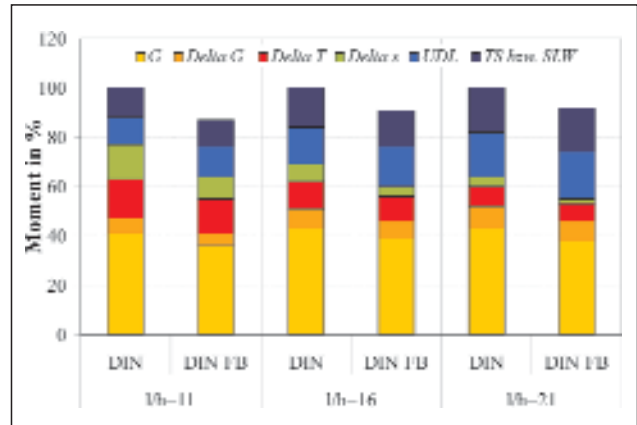


Abb. 8: Bemessungsmoment in Feldmitte ($l = 32 \text{ m}$)

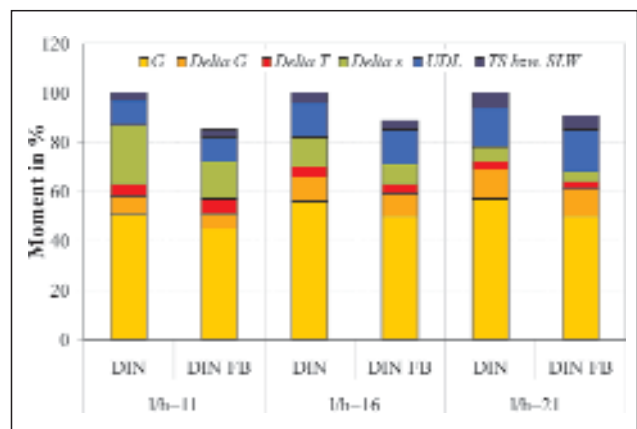


Abb. 9: Bemessungsmoment über der Stütze ($l = 32 \text{ m}$)

legte. Bei den Schnittgrößen aus Verkehrslast erzielt man vergleichbare Sicherheiten, während der DIN-FB bei Einwirkungen aus Zwang wieder geringere Sicherheiten fordert. Dabei darf für die Ermittlung der Schnittkräfte aus Zwang mit den 0,6-fachen Steifigkeitswerten des ungerissenen Zustandes gerechnet werden. Die DIN 4227 verwendet die Steifigkeiten des ungerissenen Querschnittes. Bei einem Vergleich der Steifigkeitsverhältnisse soll aber nicht unerwähnt bleiben, dass sich die in den Normen angegebenen E-Moduli für die annähernd gleichwertigen Betongüten B 45 und C 35/45 etwa um den Faktor 1,1 unterscheiden (37.000 bzw. 33.300 MPa). Diese Tatsache und der gemäß DIN-FB fast doppelt so hohe lineare charakteristische Temperaturunterschied bei einer Temperaturbeanspruchung des Überbaus stehen dem Vorteil der bereits erwähnten geringen Teilsicherheitsfaktoren gegenüber. Einen direkten Vergleich der Schnittgrößen in Abhängigkeit von der Überbausteifigkeit für die verschiedenen Einwirkungen erlauben **Abb. 8** und **Abb. 9**.

Zusammenfassend kann man feststellen: Je größer die Steifigkeit oder je kleiner die Schlankheit des Überbaus wird, desto geringer fällt das Bemessungsmoment gemäß DIN-FB im Vergleich zur DIN 4227 aus. Bei großen Steifigkeiten des Überbaus

wirkt sich die verringerte rechnerische Steifigkeit für die Beanspruchungen aus Zwang gemäß DIN-FB positiv aus.

2.4 Querkraft

Der Bemessungswert der einwirkenden schub-erzeugenden Querkraft wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den gleichen Sicherheitsfaktoren wie beim Nachweis der Biegung mit Längskraft ermittelt, sodass für diesen Vergleich wieder die Gleichungen 1 und 2 verwendet werden können. Dabei ergeben sich für die Querkraft nach DIN-FB etwa 93 % der Querkraft nach alter Norm. Diese 7 %-ige Verringerung entsteht nahezu ausschließlich durch die unterschiedlichen Sicherheitsfaktoren der Eigenlast. Sowohl unterschiedliche Stützweiten als auch unterschiedliche Steifigkeiten besitzen nur einen marginalen Einfluss (**Abb. 10**).

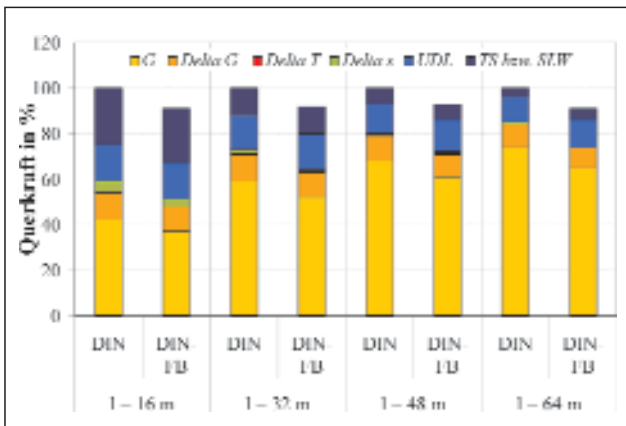


Abb. 10: Bemessungsquerkraft

Neben der Ermittlung der Bemessungswerte für den Nachweis der Querkraft führt aber auch der Nachweis selbst zu Unterschieden. Das Verfahren mit variabler Druckstrebenneigung beim Querkraftnachweis nach DIN-FB kann unter Umständen deutlich geringere Schubbewehrungen liefern. Im Ergebnis würde die erforderliche Schubbewehrung beim DIN-FB noch geringer ausfallen, als sie sich allein aus der verringerten Bemessungsquerkraft herleiten lässt.

2.5 Nachweis der Dekompression

Der Nachweis der Dekompression ist in der Regel maßgebend für die Ermittlung der Spannstahlmenge und ist deshalb für den entwerfenden Ingenieur von ausschlaggebender Bedeutung. Zwar lässt die neue Norm eine höhere Auslastung des Spannstahles zu, welcher zu einer geringeren Spannstahlmenge führen dürfte, da aber zurzeit noch keine Zulassungen der Spannstahlhersteller für den DIN-FB vorliegen, wird für beide Normen von einem identischen zulässigen Spannungsniveau ausgegangen.

In der neuen Norm hängt dieser Nachweis stark von der Wahl der Anforderungsklasse ab. Für Straßenbrücken mit Vorspannung im Verbund wurde im Allgemeinen Rundschreiben (ARS) 11/2003 die Anforderungsklasse C festgelegt.

Der Nachweis der Dekompression ist ein Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Da bei beiden Normengenerationen die charakteristischen Werte so gewählt worden, dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit keine Sicherheitsfaktoren verwendet werden müssen, erübrigt sich der Vergleich von Sicherheitsbeiwerten. Im Gegensatz dazu existieren aber Unterschiede bei der Art und beim Betrag der zu berücksichtigenden Einwirkungen.

$$\text{DIN 4227: } 1,0 \times (G_0 + \Delta G) + 0,5 \times (\text{Verkehr}) \\ \text{bzw. } 1,0 \times (G_0 + \Delta G) + 1,0 \times \Delta s \quad (3)$$

$$\text{DIN-FB: } 1,0 \times (G_0 + \Delta G) + 0,2 \times (\text{TS} + \text{UDL}) \\ + 0,5 \times \Delta T + 1,0 \times \Delta s \quad (4) \\ (\text{Anforderungsklasse C - quasi-ständige Einwirkungskombination})$$

Eine Auswertung für diese Einwirkungskombinationen zeigt **Abb. 11**. Sie belegt, dass die unterschiedliche Berücksichtigung von Verkehr und Zwang in der Summe nur zu relativ geringen Unterschieden bei den Bemessungsmomenten führt. Beim Bemessungsmoment in Feldmitte liegen die Werte

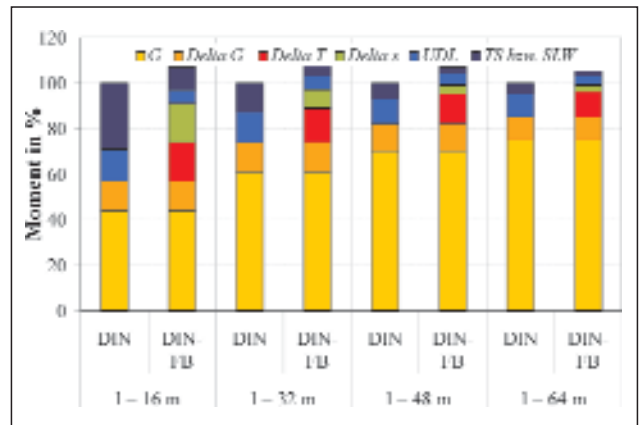


Abb. 11: Bemessungsmoment in Feldmitte - Nachweis der Dekompression

gemäß DIN-FB zwischen 6 % und 8 % und bei den Stützmomenten (**Abb. 12**) etwa zwischen 6 % und 11 % über den Werten der alten Norm.

Bei kürzeren Stützweiten erhöht sich der Unterschied zwischen alter und neuer Norm auf über 10 %, da bei steiferen Überbauten gemäß alter Norm nicht der halbe Verkehr, sondern die volle Stützensenkung maßgebend wurde.

In **Abb. 11** und **Abb. 12** wird auch deutlich, dass der Verkehrslastanteil am Gesamtmoment

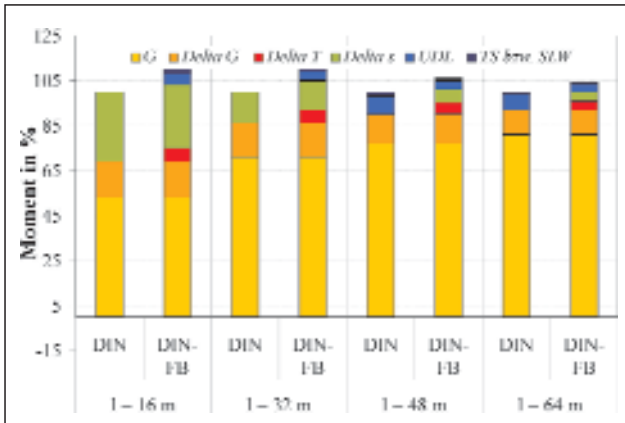


Abb. 12: Bemessungsmoment über der Stütze – Nachweis der Dekompression

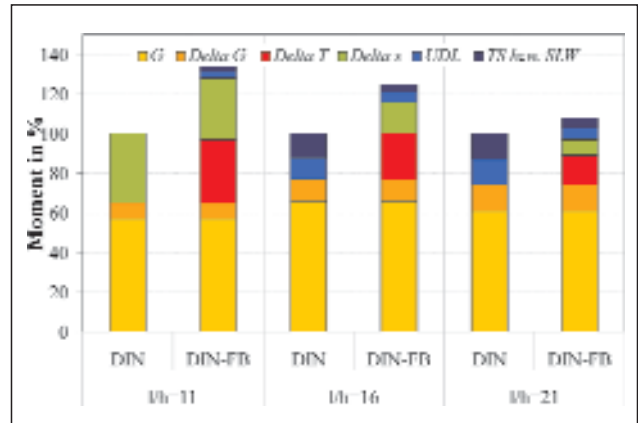


Abb. 13: Bemessungsmoment in Feldmitte - Nachweis der Dekompression ($l = 32\text{ m}$)

gemäß DIN-FB bei größeren Stützweiten sehr gering ist. Dadurch ist natürlich auch der Einfluss unterschiedlicher Brückenbreiten auf das Ergebnis vernachlässigbar.

Im Unterschied dazu ist der Einfluss der Schlankheit des Überbaus beträchtlich. In **Abb. 13** und **Abb. 14** werden Überbauten mit „üblichen“ Bauhöhen und den Stützweiten entsprechenden Schlankheiten verglichen. Ganz konkret wurde für eine Stützweite von $l = 32\text{ m}$ ein Plattenbalken für eine vierspurige Autobahn mit einer Bauhöhe von $1,5\text{ m}$ untersucht. Es handelt sich hierbei um die Talbrücke über die Trebel. Die Schlankheit beträgt $l/h = 21$. Erhöht man nun rechnerisch die Steifigkeit des Überbaus, dann zeigen die Bemessungsmomente gemäß DIN-FB eine deutliche Zunahme im Vergleich zur DIN 4227 (**Abb. 13**). Bei einer Schlankheit von $l/h = 11$ beträgt der Unterschied beim Feldmoment bereits 30% . Die geringere Schlankheit und die damit einhergehende höhere Steifigkeit führen auch bei der Berechnung nach DIN 4227 zu höheren Bemessungswerten. Da bei diesen Schlankheiten nach der alten Norm das Temperaturmoment unberücksichtigt bleiben durfte, während die Einwirkung Temperatur nach DIN-FB weiter berücksichtigt werden muss, ergibt sich dieser große Unterschied der Schnittgrößen.

Beim Stützmoment betragen hingegen die Unterschiede relativ unabhängig von der Steifigkeit des Überbaus knapp 10% . Dieser konstante Unterschied entsteht wiederum durch die unterschiedliche Berücksichtigung der Temperatur. Der Anteil des Temperaturmomentes für die Stützmomente ist im Gegensatz zu den Feldmomenten nur gering.

Es sei darauf hingewiesen, dass nach der alten Norm auch die Spannungsnachweise in den Lastfällen H und HZ mit definierten zulässigen Betonzugspannungen maßgebend werden konnten. Diese Nachweise entfallen im DIN-FB.

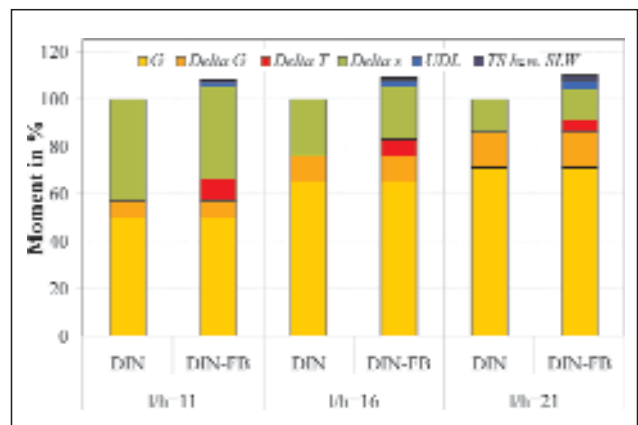


Abb. 14: Bemessungsmoment über der Stütze - Nachweis der Dekompression ($l = 32\text{ m}$)

2.6 Nachweis der Dekompression bei Hohlkastenbrücken

Wie bereits erwähnt, werden Brücken mit Vorspannung im Verbund gemäß Allgemeinem Rundschreiben (ARS) 11/2003 in die Anforderungsklasse C eingestuft. Zu diesen Brücken zählen auch die Hohlkastenbrücken in Mischbauweise. Hohlkastenbrücken mit rein externer Vorspannung dürfen gemäß ARS 11/2003 auch in die Anforderungsklasse D eingestuft werden. Die Bemessungsschnittgröße für diesen sonst entfallenden Nachweis wird gemäß ARS 11/2003 ermittelt. Damit unterscheiden sich die Bemessungsschnittgrößen für den Nachweis der Dekompression bei der Bauweise mit rein externer Vorspannung und bei der Mischbauweise:

$$\text{rein extern: } 1,0 \times (G_0 + \Delta G) + 0,3 \times (TS + UDL) \quad (5)$$

$$\text{Mischbauweise: } 1,0 \times (G_0 + \Delta G) + 0,2 \times (TS+UDL) + 0,5 \times \Delta T + 1,0 \times \Delta s \quad (6)$$

Im Folgenden sollen die Auswirkungen dieser unterschiedlichen Bauweisen innerhalb des DIN-FB

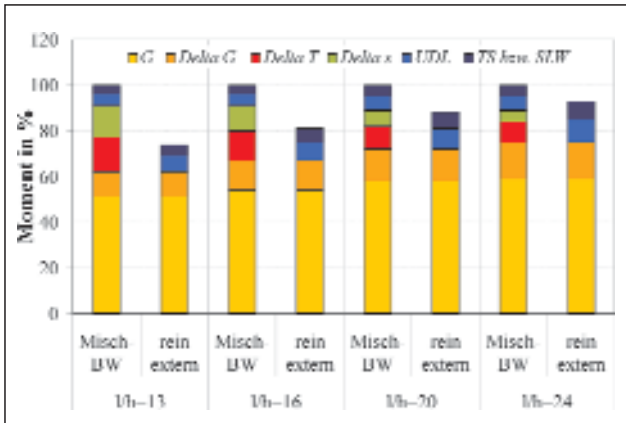


Abb. 15: Bemessungsmoment in Feldmitte – Nachweis der Dekompression

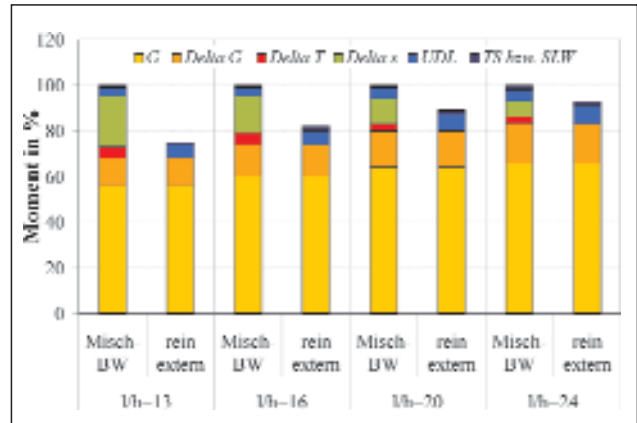


Abb. 16: Bemessungsmoment über der Stütze – Nachweis der Dekompression

betrachtet werden. Bei der rein externen Vorspannung überwiegen die Schnittgrößen aus Verkehrseinwirkung, während bei der Mischbauweise vor allem die Schnittgrößen aus Zwang maßgebend werden. Bei schlanken Brücken (Abb. 15 und Abb. 16) ist das Bemessungsmoment bei rein externer Vorspannung etwa 7 % geringer als bei der Mischbauweise. Je steifer der Überbau aber wird, um so größer werden die Unterschiede der Schnittgrößen zwischen den Bauweisen. Dieser Unterschied ist auf die differenzierte Berücksichtigung der Zwangsschnittgrößen zurückzuführen. Der Verzicht von Zwangsschnittgrößen bei rein externer Vorspannung lässt sich wie folgt begründen: Bei dieser Bauart stellt die Rissbildung im Gebrauchszustand keine Gefahr für die Spannglieder dar, da sich diese nicht im Betonquerschnitt befinden. Es sei noch erwähnt, dass der früher vorhandene Unterschied bei der Ausnutzung des Spannstahles zwischen interner und externer Vorspannung im DIN-FB nicht mehr existiert.

3 Unterbauten

Entscheidend für die Bemessung von Brücken sind jedoch nicht allein die Überbauten. Auch die Unterbauten spielen im wahrsten Sinne des Wortes eine tragende Rolle. Deshalb soll im Folgenden der Vergleich der Normen auch auf die Unterbauten ausgedehnt werden.

Die Unterbauten von Betonstraßenbrücken zeigen gegenüber den Überbauten eine noch größere Vielfalt, sodass generelle Aussagen nur schwierig ge-

troffen werden können. In diesem Abschnitt sollen jedoch trotzdem einige entwurfsrelevante Bauteile verglichen werden.

3.1 Einwirkungen

Einige wesentliche charakteristische Einwirkungen auf Unterbauten sind in Tab. 1 exemplarisch zusammengestellt.

Diese Tabelle macht deutlich, dass sich bei der Einwirkung Bremsen nur der Minimalwert bei kurzen Brücken etwas verringert hat. Ansonsten ist die Einwirkung Bremsen nahezu unverändert geblieben. Auch bei der Einwirkung Temperatur sind die Änderungen relativ gering. Im DIN-FB ist die Maximaltemperatur für den Sommer höher und die Minimaltemperatur für den Winter geringer ausgefallen. Der Temperaturbereich ändert sich aber insgesamt nur wenig. Für die Windeinwirkungen ergeben sich aber vor allem bei hohen Pfeilern und hohen Überbauten große Änderungen, wie die beiden Beispiele in der Tabelle zeigen. Während bei der Beispielbrücke mit einer geringen Höhe über dem Gelände die Kräfte aus Wind im DIN-FB 20 % über denen der DIN 1072 liegen, ergibt sich bei der Brücke mit einer hohen Lage über Gelände nahezu der doppelte Staudruck. Eine Umgehung dieser hohen Belastungen durch die Anwendung anderer Normen ist gemäß ARS 10/2003 ausgeschlossen.

Tab. 1: Einwirkungen auf den Unterbau

| Einwirkung | DIN 1072 | DIN-FB |
|------------|--|--|
| Bremsen | 300 ... 900 kN | 288 ... 900 kN |
| Temperatur | +20 k und -30 K (gegenüber 10 °C) | +27 k und -27 K (gegenüber 10 °C) |
| Wind | $d = 1,5 \text{ m}, b = 14,5 \text{ m}$ 10 m über Gelände $d = 4,0 \text{ m}, b = 14,5 \text{ m}$ 30 m über Gelände | $0,9 \times (1,5+3,5) = 4,5 \text{ kN/m}$ $1,55 \times (1,5 + 2,0) = 5,4 \text{ kN/m}$ $1,1 \times (4,0+3,5) = 8,2 \text{ kN/m}$ $2,6 \times (4,0+2,0) = 15,6 \text{ kN/m}$ |

3.2 Fahrbahnübergänge

Die Bewegung der Fahrbahnübergänge setzt sich in den jeweiligen Vorschriften wie folgt zusammen:

alte DIN:

$$e = (-40 \text{ K}) + (30 \text{ K}) + 1,3 \times (\text{Kriechen und Schwinden}) + \text{Bremsen (res. Lagerreibung)}$$

DIN-FB:

$$e = (-37 \text{ K}) + (37 \text{ K}) + 1,35 \times \text{Kriechen} + 1,6 \times \text{Schwinden} + \text{Bremsen (res. Lagerreibung)}$$

Diese Gleichungen sind in **Abb. 17** für eine Beispielbrücke ausgewertet. Der Zuwachs der Dilatation gemäß DIN-FB im Vergleich zur alten DIN ergibt sich im Wesentlichen aus der höheren Schwinddehnung. Die höhere Schwinddehnung wird durch den höheren Faktor (von 1,3 auf 1,6) und durch das grundsätzlich höhere Schwindmaß nach DIN-FB verursacht.

3.3 Bemessung der Bewehrung von Unterbauten (Schnittgrößen)

Tab. 2 zeigt die Unterschiede in den Teilsicherheitsfaktoren und den Kombinationsbeiwerten für die Bemessung von Unterbauten. Zwar entsprechen diese Werte nicht allein der Sicherheit, da diese durch die charakteristischen Werte mitbestimmt werden, aber sie machen die unterschiedlichen Ansätze zwischen den Normen deutlich:

Zunächst einmal ist zu erkennen, dass die Unterschiede bei der Berücksichtigung der Eigenlast vernachlässigbar sind. Für die restlichen Einwirkungen liegt kein genereller Trend vor. Unter der Annahme identischer charakteristischer Einwirkungen ergeben sich für die Bemessungsschnittgrößen aus Erddruck und Zwang größere Werte nach der neuen Norm, während bei den veränderlichen Einwirkungen vor allem durch den Kombinationsfaktor teilweise geringere Werte ermittelt werden können. **Abb. 18** zeigt, dass sich für kurze Pfeiler insgesamt kaum Änderungen ergeben. Im Gegensatz dazu werden bei hohen Pfeilern erheblich geringere Bewehrungsmengen nach dem DIN-FB erforderlich (**Abb. 19**). Die **Abb.** zeigen die maßgebenden Schnittkraftpaare bestehend aus der zugehörigen Normalkraft (zug. P) und dem maximalen Moment (max. M) in Längs- und Querrichtung für zwei Beispielbrücken. **Abb. 19** macht aber auch

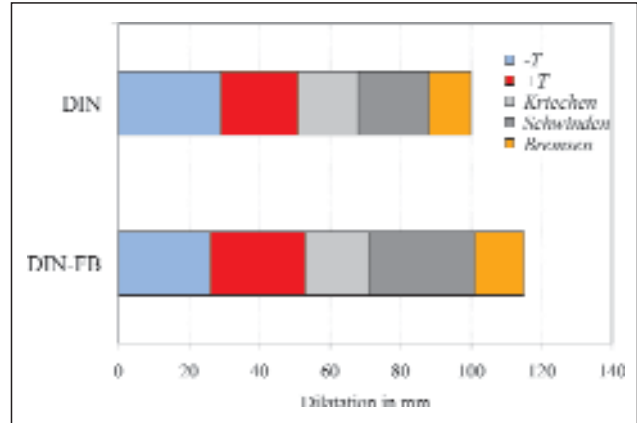


Abb. 17 Dilatation der Fahrbahnübergangskonstruktion

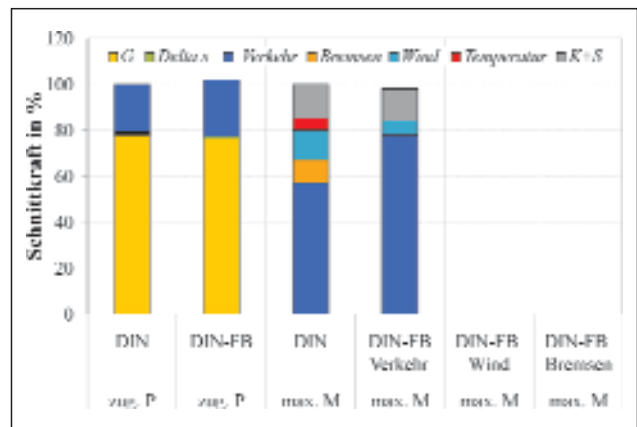


Abb. 18: Bemessungsschnittkräfte für einen niedrigen Pfeiler

sichtbar, dass sich neben den Unterschieden bei den Schnittgrößen nach alter und neuer Norm auch der Rechenaufwand unterscheidet. Nach der neuen Norm ergibt sich ein erhöhter Rechenaufwand, da man häufiger

Tab. 2: Sicherheitsfaktoren und Kombinationsbeiwerte für Einwirkungen auf den Unterbau

| | DIN 1075 LF HZ ¹⁾ | DIN-FB Material \times Einwirkung \times Ψ |
|--------------------------|-------------------------------------|--|
| Eigenlast | $1,75 \times 0,9 = 1,58$ | $1,15 \times 1,35 \times 1,0 = 1,55$ |
| Erddruck | $1,75 \times 0,9 = 1,58$ | $1,15 \times 1,50 \times 1,0 = 1,73$ |
| Stützensenkung | 1,00 | $1,15 \times 1,00 \times 1,0 = 1,15$ |
| Vorspannung | 1,00 | $1,15 \times 1,00 \times 1,0 = 1,15$ |
| Verkehr | $1,75 \times 0,9 = 1,58$ | $1,15 \times 1,50 \times 1,0^{2)} = 1,73$ |
| Bremsen | $1,75 \times 0,9 = 1,58$ | $1,15 \times 1,50 \times 0,0^{3)} = 0,00$ |
| Wind | $1,75 \times 0,9 = 1,58$ | $1,15 \times 1,50 \times 0,3^{4)} = 0,52^{5)}$ |
| Temperatur ⁵⁾ | $0,7 \times 1,75 \times 0,9 = 1,10$ | $1,15 \times 1,50 \times 0,8 = 1,38^{5)}$ |
| Kriechen und Schwinden | $1,75 \times 0,9 = 1,58$ | $1,15 \times 1,50 \times 0,8 = 1,38^{6)}$ |

¹⁾ beim Knicksicherheitsnachweis entfällt Faktor 0,9

²⁾ wenn vorherrschend, sonst $0,75 \times TS + 0,4 \times UDL$

³⁾ wenn nicht vorherrschend, sonst 1,00

⁴⁾ wenn nicht vorherrschend, sonst 1,00

⁵⁾ Wind und Temperatur nicht gleichzeitig (FB 101, C.2.1.1 (8))

⁶⁾ Für die Wirkung von Kriechens und Schwindens des Überbaus auf die Unterbauten ist keine Angabe im DIN-FB vorhanden. Da die Wirkung aber der Temperaturdehnung des Überbaus entspricht, werden die gleichen Faktoren verwendet!

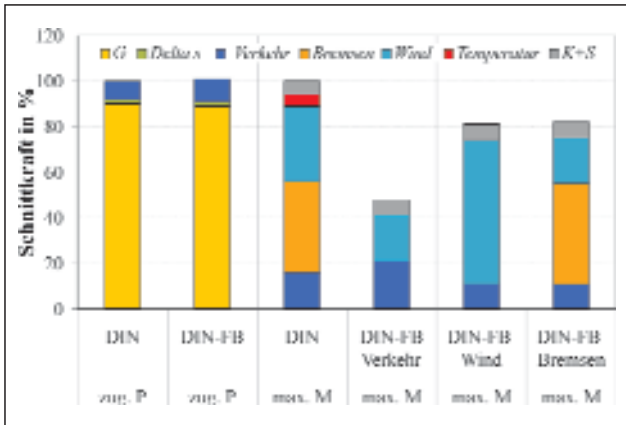


Abb. 19: Bemessungsschnittkräfte für einen hohen Pfeiler

fig vorher nicht abschätzen kann, welche Einwirkungskombination maßgebend wird.

Die Grundlage für **Abb. 19** bildete die Berechnung eines mittleren Festpfeilers einer Brücke. Dadurch wird die Einwirkungskombination mit der Einwirkung Bremsen als Leiteinwirkung maßgebend. Bei den hohen Nachbarpfeilern dieser Brücke war dagegen der Wind als Leiteinwirkung bemessungswirksam, bei den kürzeren Randpfeilern führte der Verkehr als Leiteinwirkung zur bemessungswirksamen Einwirkungskombination.

3.4 Grenzzustand des Versagens der Gründung

Zum Nachweis der Tragfähigkeit des Unterbaus zählen auch die Gründungen. Unter Tragfähigkeit einer Gründung wird hier die äußere Tragfähigkeit einer Flach- oder Pfahlgründung verstanden. Der Nachweis der Tragfähigkeit der Gründung erfolgte im alten Normenkonzept nach der DIN 1054. Auch diese Norm unterliegt der Entwicklung zum Teilsicherheitsfaktorenkonzept. Die neue Version der DIN 1054 liegt bereits als Gelbdruck vor. Dieser Gelbdruck ist die Grundlage für die folgenden Vergleiche. Die Sicherheitsfaktoren und Kombinationsbeiwerte

Tab. 3: Sicherheitsfaktoren für das Versagen der Gründung

| | DIN 1054 alt LF 1 | DIN 1054 neu Widerstand \times Einwirkung ¹⁾ LF 1 |
|--------------------------|----------------------|---|
| Eigenlast | 2,0 | $1,40 \times 1,35 = 1,89$ |
| Erddruck | 2,0 | $1,40 \times 1,35 = 1,89$ |
| Stützensenkung | 2,0 | $1,40 \times 1,35 = 1,89$ |
| Vorspannung | 2,0 | $1,40 \times 1,35 = 1,89$ |
| Verkehr | 2,0 | $1,40 \times 1,50 = 2,10$ |
| Bremsen | 2,0 | $1,40 \times 1,50 = 2,10$ |
| Wind | 2,0 | $1,40 \times 1,50 \times 0,3^2 = 0,63$ |
| Temperatur ⁵⁾ | 2,0 | $1,40 \times 1,50 = 2,10^3)$ |
| Kriechen und Schwinden | 2,0 | $1,40 \times 1,35 = 1,89$ |

1) Kombinationsbeiwert ψ nach DIN-FB nicht anwenden! (DIN 1054 neu, 6.3.3)

2) Wenn Wind maßgebend, dann 1,0 und nicht gleichzeitig mit Verkehr (DIN-FB 101, C.2.1.1 (7))

3) Wind und Temperatur nicht gleichzeitig (DIN-FB 101, C.2.1.1 (8))

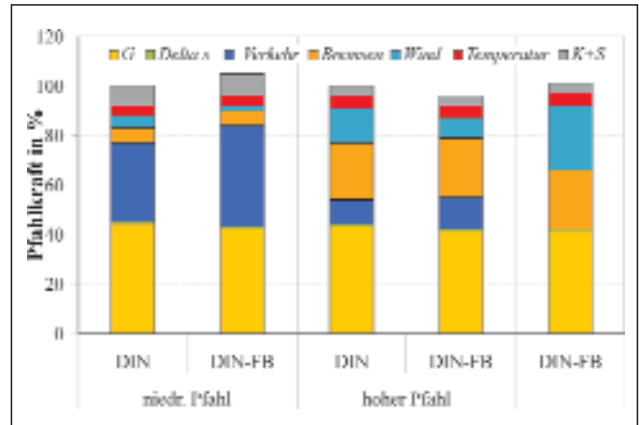


Abb. 20: Äußere Pfahltragfähigkeit

nach alter und neuer Norm sind in **Tab. 3** zusammengestellt.

Die Unterschiede erscheinen als relativ gering. Unter der Annahme identischer charakteristischer Einwirkungen ergeben sich für die ständige Einwirkung und den Zwang etwas geringere Bemessungswerte, für die veränderlichen Einwirkungen etwas höhere Werte. **Abb. 20** belegt die Beobachtung der geringen Unterschiede beim Übergang der Normen am Beispiel der äußeren Tragfähigkeit einer Pfahlgründung für niedrige und hohe Pfeiler zweier Beispielbrücken.

4 Schlussfolgerungen

4.1 Überbauten

■ Der Vergleich der charakteristischen Schnittgrößen aus Verkehrseinwirkungen zwischen alter und neuer Norm zeigt keinen einheitlichen Unterschied. Die beobachteten Unterschiede der Schnittgrößen aus Verkehr werden durch die Stützweite bestimmt.

■ Beim Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Biegung mit Längskraft ergibt der DIN-FB einen um etwa 10 % geringeren Bemessungswert in Feldmitte und über der Stütze. Dieser Nachweis ist allerdings nicht allein bestimmend für die erforderliche Bewehrung. Andere Nachweise, wie die Rissbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung bei Erstrissbildung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Robustheitsbewehrung (Versagen ohne Vorankündigung) im Grenzzustand der Tragfähigkeit können höhere Bewehrungsmengen erforderlich machen, sodass der Unterschied in der Bewehrung

rungsmenge wieder geringer ausfallen kann. Diese Nachweise wurden nicht berücksichtigt.

■ Beim Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Querkraft liegt bereits der Bemessungswert nach DIN-FB um etwa 8 % niedriger als in der alten Norm. Berücksichtigt man zusätzlich noch das Querkraftnachweisverfahren mit variabler Druckstrebenneigung im DIN-FB, so ist unter Umständen noch eine weitaus geringere Schubbewehrung nach neuer Norm erforderlich.

■ Der für die Spannstahlmenge maßgebende Dekompressionsnachweis ergibt beim DIN-FB 5 % bis 10 % höhere Bemessungsmomente, was allerdings durch die höhere Auslastung des Spannstahls ausgeglichen werden kann. Die höhere Auslastung der Spannglieder wurde nicht berücksichtigt, da noch keine entsprechenden Zulassungen vorliegen.

■ Bei schlanken Hohlkastenbrücken ergibt sich beim DIN-FB eine um etwa 10 % geringere Spannstahlmenge bei rein externer Vorspannung als bei der Mischbauweise. Bei einer größeren Steifigkeit des Überbaus steigt dieser Unterschied weiter an.

■ Im Rahmen dieses Artikels wurden keine Bauzustände untersucht. Nach dem DIN-FB werden sich für spezielle Bauverfahren wie Taktstieben, Vorschubrüstung oder Freivorbau Erschwernisse gegenüber der alten Norm ergeben. Hierbei sei besonders

der doppelte lineare Temperaturunterschied genannt, da im Bauzustand die Temperatur die vorherrschende veränderliche Einwirkung sein kann. Auch die Dekompressionsbedingung im Bauzustand am oberen Rand sei hier erwähnt. Im Zweifelsfall sollte hier der Bauherr herangezogen werden, um eventuell spezielle Bemessungsbedingungen vorzugeben.

4.2 Unterbauten

■ Der charakteristische Wert wesentlicher Einwirkungen auf die Unterbauten ändert sich nur geringfügig. Eine Ausnahme stellt hierbei die Einwirkung Wind dar. Bei hohen Brücken stellen sich fast doppelt so hohe rechnerische Staudrucke ein.

■ Trotzdem ergeben sich für hohe Pfeiler geringere Bewehrungsmengen, da durch die Kombinationsbeiwerte die repräsentativen Werte der Einwirkungen z.T. wieder erheblich reduziert werden. Für den Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der Gründung werden allerdings diese Kombinationsbeiwerte nicht berücksichtigt (neue DIN 1054), sodass sich sogar geringfügig größere Gründungsabmessungen ergeben.

■ Bei niedrigen Pfeilern ist der Unterschied zur alten Norm nur sehr gering.

■ Fahrbahnübergangs- und Lagerwege werden nach DIN-Fachbericht etwas höher (ca. 15 %), was vor allem an dem höheren Schwindmaß liegt.

Literatur

Berichtigungen zur DIN 1054 mit der Ausgabe 1/2003. Ausgabe 10/2003

DIN 1054: Sicherheitsnachweis im Erd- und Grundbau. Ausgabe 1/2003

DIN 1054: Baugrund. Ausgabe 3/1978

DIN 1075: Betonbrücken: Bemessung und Ausführung. Ausgabe 4/1981

DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Ausgabe 12/1985

DIN 4227 Teil 1: Spannbetonbau – Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Ausgabe 7/1988

DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2. Auflage 2003, Beuth Verlag, Berlin 2003

DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Hrsg. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe März 2003, Beuth Verlag, Berlin 2003

RS 11/03, Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 11/2003; Sachgebiet 05.4: Brücken- und Ingenieurbau; Bauarten; Technische Baubestimmungen; DIN-Fachbericht 102 „Betonbrücken“, Ausgabe 3/2003

Monitoring im Bauwesen: Eine Aufgabe auch für die Prüffingenieure?

Immer bessere Sensoren werden das Messen, Prüfen und Bewerten im Bauwesen revolutionieren

Den Prüffingenieuren und den Beratenden Ingenieuren bietet das Monitoring – also die laufende Beobachtung und Aufzeichnung eines Zustandes oder Prozesses – von (das muss betont werden) ausgewählten Bauwerken ein interessantes und zusätzliches Aufgabengebiet. Man kann davon ausgehen, dass sich durch den technologischen Fortschritt, einerseits bei den Sensoren, aber andererseits auch auf den Übertragungswegen, im Bauwesen einiges revolutionär ändern wird und dass der Einsatz von kostengünstigen Sensoren künftig wichtige Daten für das Gebrauchsverhalten, die Sicherheit und die wirtschaftliche Betreuung von Bauwerken liefern wird.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Horst Falkner



studierte Bauingenieurwesen und promovierte an der Universität Stuttgart (Professor Fritz Leonhardt), war von 1964 bis 1987 Mitarbeiter und Partner im Büro Prof. Leonhardt, wurde 1982 Prüffingenieur für Baustatik und wechselte 1987 zur TU Braunschweig, wo er seither das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB)

leitet; 1988 gründete er das Ingenieurbüro IBF Dr. Falkner GmbH (Stuttgart, Braunschweig, Berlin).

1 Einführung

Im praktischen Bauwesen ist Monitoring – das heißt die laufende Beobachtung und Aufzeichnung eines Zustandes oder Prozesses – eher die Seltenheit. Nicht so im Versuchslabor, wo wir schon immer Einwirkungen und das Bauwerksverhalten laufend registrieren, beobachten und analysieren.

Im täglichen Leben haben wir jedoch in vielfältiger Form mit dem Ablesen von registrierten Daten zu tun. Eine Uhr hat fast jeder. Damit messen wir Zeit, Zeitverlauf, lassen uns wecken. Die Uhr begleitet uns unser ganzes Leben. Beim Einkauf werden Wurst, Käse, Obst gewogen, der Einheitspreis und das ermittelte Gewicht ergeben den Gesamtpreis. So mancher hat eine Körperwaage und stellt sich im einen Fall gern, im anderen Fall ungern darauf, es hängt davon ab, was die Zeiger anzeigen werden. Das Thermometer sagt uns, wie kalt oder warm es ist, die Messuhren im Keller messen Strom, Gas und Wasser – das alles ist letztlich eine Form von Monitoring.

Im Auto messen wir Geschwindigkeit, Motor-drehzahl, Benzinverbrauch, Wassertemperatur und in- zwischen werden auch, nach entsprechendem Regi- strieren von Daten, Serviceintervalle angezeigt. Mittels



neuer Sensoren werden mittlerer und maximaler Benzinverbrauch, Fahrdauer und vieles mehr festge- halten, registriert



Abb. 1: Armaturenbrett eines Autos und Cockpit eines Flugzeuges

und berechnet. Ein Blick in das Cockpit eines Flugzeuges lässt uns schauern, denn im Gegensatz zum Auto sind die hier erforderlichen Informationen um eine 10er oder 100er Potenz größer, als wenn wir uns nur auf der Straße bewegen würden (Abb. 1).

Generell ist festzuhalten, dass im Maschinenbau und speziell im Auto- und Flugzeugbau die Verwendung von Sensoren, mit denen Monitoring möglich wird, in den letzten 10 bis 20 Jahren sprunghaft zugenommen hat. Wenn man ein Auto aus den 80er Jahren mit einem Auto von heute vergleicht, sieht man den immensen Unterschied.

Doch nicht nur der Maschinenbau ist dem Bauwesen in der Nutzung von Sensoren weit voraus – dies gilt in gleicher Weise zum Beispiel für die Medizin. Sicherlich gibt es auch heute noch gute Hausärzte, die mit geschultem Blick eine richtige Diagnose und einen richtigen Befund über einen Patienten stellen können. Hoffentlich gibt es in Zukunft auch viele Bauingenieure, die in gleicher Weise den Zustand eines Bauwerks, zumindest von außen, zuverlässig beurteilen können.

Sowohl der praktische Arzt, als auch der erfahrene Bauingenieur sind jedoch bald an Grenzen angelangt. Besondere Verfahren und Messtechniken sowie begleitende Spezialisten werden erforderlich, wenn es um eine Analyse und eine Beurteilung von Organen und Funktionen oder Schäden im Inneren des Menschen oder im Inneren von Bauteilen oder Bauwerken geht. Die Medizin ist mit vielfältigen Techniken, wie Röntgen, Sonografie, Endoskopie, CT usw. hier dem Bauwesen weit voraus. **Abb. 2** und **Abb. 3** zeigen den Fortschritt bei Ultraschalluntersuchungen in der Medizin.



Abb. 2 (links): Stand 1950 – Ultraschalluntersuchungen „von außen“



Abb. 3 (rechts): Stand 2000 – Ultraschalluntersuchungen im Körperinneren

2 Wozu sollen wir Sensoren und Monitoring für Bauwerke anwenden?

Als krasses Beispiel sei zunächst an die Kongresshalle, die so genannte „Schwangere Auster“ in Berlin erinnert (**Abb. 4**). Viele Kongresse, aber auch Betontage wurden dort abgehalten. Kein Bauingenieur war imstande, aufgrund des äußeren Augenscheins der Schwangeren Auster die Katastrophe des Einsturzes vorherzusagen. Ja, es gab nicht einmal irgendeinen kritischen oder Besorgnis erregenden Hinweis. Nach dem Motto: Einmal gebaut, auch geprüft

Abb. 4: Einstürze von Spannbetonbauwerken



(nach dem Vier-Augen-Prinzip) zu „künstlichem Stein“ geworden, es hält „ewig“. Hätte man durch ein Monitoringsystem festgestellt, dass in den Spanngliedern, die den äußeren Ring halten, Korrosionsschäden vorhanden sind, hätte man natürlich die Kongresshalle für den Publikumsverkehr gesperrt und den Einsturz durch Sanierungsmaßnahmen verhindern können.

Die älteren von uns Bauingenieuren haben im Studium nur gelernt, wie man neue Bauwerke entwirft, berechnet, konstruiert und baut. Das Bauen im Bestand, das Befassen mit dem Ermüden, dem Altern, dem Sanieren und dem Ertüchtigen von Bauwerken ist an vielen Technischen Universitäten, aber auch bei Bauherren, Verwaltungen und Baufirmen lange Zeit in den Kinderschuhen stecken geblieben.

3 Warum Monitoring jetzt?

Bauwerke sind in der Regel langlebige Produkte. Die Mehrzahl der Bauwerke im Hoch- und Tiefbau sind noch immer Unikate, auch wenn die Vorfertigung und Serienproduktion wächst. Bauen vor Ort – nicht so sehr in der Fabrik – ist noch immer ein rauer Betrieb, oft ungeschützt Wind und Wetter ausgesetzt.

Sensoren, die notwendig sind, um Daten zu erfassen, sind bzw. waren lange Zeit empfindliche, sensible und nicht für Langzeiterfassungen gebaute Instrumente. Der Sonderforschungsbereich SFB 477 „Bauwerkserhaltung“ an der TU Braunschweig hat sich unter anderem das Ziel gesetzt, fachübergreifend mit Bauingenieuren, Elektrotechnikern, Mechanikern und Experten von der PTB (Physikalisch Technische Bundesanstalt) weitere Sensoren zu entwickeln, die für den rauen Baualltag eingesetzt werden können. Mithilfe dieser Sensoren können wichtige Informationen bezüglich Einwirkungen, sowohl in statischer als auch dynamischer Art, und die Reaktionen der Bauteile bzw. des Bauwerks oder einzelne Elemente im Bauwerk, wie Bewehrung, Vorspannung (die Adern unserer Bauwerke), aber auch Betonverfor-

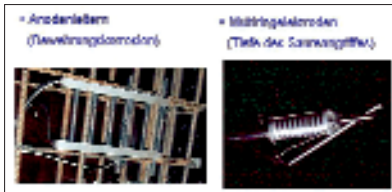


Abb. 5a:
Sensoren zur
Detektion des
Korrosionsangriffes



Abb. 5b:
Sensoren zur
Detektion von
Feuchte- Chlorid-
und pH-Zuständen

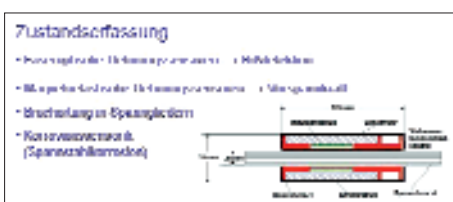


Abb. 5c:
Sensoren
zur Zustands-
erfassung

mungen, Korrosion, Karbonatisierung, Feuchtezustände, Rissbreiten, Durchbiegungen, Dehnungen und Dehnungsänderungen ermittelt werden. **Abb. 5a** bis **Abb. 5c** geben einen kleinen Überblick über aktuelle Sensorentwicklungen.

4 Wozu brauchen wir im Zeitalter von FE und CAD solche Informationen?

Wir wissen doch alles! – Oder?

Brücken sind schöne, meist klare und statisch nachvollziehbare Konstruktionen. Der Hochbau ist scheinbar einfach. – Stimmt nicht! – Der Hochbau ist meist viel komplexer, als jede Brücke! Wir Bauingenieure können den Hochbau letztlich nur mit groben Vereinfachungen bezüglich des Systems und der Modelle rechnerisch und konstruktiv erfassen.

Gerade weil der Brückenbau statisch klar ist, wird bis auf die dritte Stelle hinter dem Komma gerechnet. Im Hochbau werden Einspannungen „konstruktiv“ bewehrt, komplexe, zusammenhängende Systeme werden rechnerisch getrennt, um einfach rechnen zu können. Es spielt kaum eine Rolle, ob einfache Nachweise oder scheinbar genaue Nachweise mit FE und großer Rechenkapazität benutzt werden.

Auch die FE-Ergebnisse leben von den Ansätzen bezüglich der Einwirkungen und der wirklichkeitsnahen Erfassung der Querschnittswerte und dem

Verformungsverhalten im Zustand I, II und III, den Steifigkeiten (abhängig von Rissbreite und Drehwinkel) sowie den Einflüssen infolge Kriechens, Schwindens und Temperatur. Welche Einwirkungen tatsächlich vorhanden sind und ob diese permanent, periodisch oder selten wirken, wissen wir oft nur ansatzweise.

Dynamische Einwirkungen, zum Beispiel infolge von Stößen oder Maschinen, werden über so genannte statische Lasterhöhungsfaktoren ersatzweise erfasst. Wie sich dieser Ansatz auf die Lebensdauer eines Bauwerks auswirkt, ist oft unbekannt. Noch komplexer und schwieriger ist oft die Frage nach der Reaktion des Bauteils oder Bauwerks und dies oft zeitabhängig und abhängig vom Bauwerksalter.

Der Baustoff Stahlbeton und Spannbeton ist wegen der Möglichkeit des Überganges vom Zustand I zum II sowie den Einflüssen infolge Ermüdung des Stahls (Wöhlerlinie) aber auch durch die Wirkungen infolge Schwindens und Kriechens besonders komplex. Die Antwort des Bauwerkes auf Einwirkungen, das heißt, die entstehenden Schnittkräfte bzw. Reaktionen im Bauwerk, sind im jungen Alter des Betons ganz anders als nach vielen Jahren der Nutzung. Im Laufe der Zeit ändert sich zum Beispiel das Verbundverhalten, es wirken Kriecheinflüsse und es kann zu Alterung und Veränderung der Baustoffe kommen. (Beispiel aus dem Holzbau: Altes Fachwerkhaus passt sich Baugrundverformungen an.)

Bei älteren Bauwerken müssen ggf. die zulässigen Einwirkungen, das heißt zum Beispiel die Verkehrsbelastung, reduziert werden oder Bauwerke müssen für gleich bleibende Beanspruchungen ertüchtigt werden. Regelmäßige Wartung und Instandsetzung von Bauwerken, abhängig vom Alterungsgrad und der Beanspruchung, kann Unsummen von privaten und öffentlichen Volksvermögen einsparen.

5 Bauwerksbestand in Deutschland

Das Volksvermögen, das in der gebauten Umwelt in Deutschland steckt, wird derzeit auf etwa 25 Billionen Euro geschätzt. Wenige von uns werden mit einer solchen Zahl viel anfangen können. Würde man annehmen, dass für Wartung, Erhaltung und Instandsetzung dieser Bauwerke nur 1 Prozent pro Jahr aufgewendet würde, so entstünde ein Investitionsvolumen, das die stolze Zahl von 250 Milliarden Euro erreichen würde (**Abb. 6**).

Etwas verständlicher wird das Zahlenspiel, wenn man als Beispiel ein Einfamilienhaus betrachtet.



Abb. 6: Wartungsaufwand der heutigen Bausubstanz

Bei Herstellungskosten von 300.000 Euro und einem Investitionsaufwand für Wartung, Ertüchtigung und Instandhaltung von einem Minimum von 1 Prozent im Jahr, ergibt dies 3.000 Euro, das heißt nach zehn Jahren, ohne Berücksichtigung von Zinsen, einen Betrag von 30.000 Euro, und sofort wird klar, dass man für Aufwendungen von Malerarbeiten, Böden, Installationsarbeiten, Dach- und Außenarbeiten einen solchen Betrag innerhalb von zehn Jahren mindestens investieren muss, um die Bausubstanz bzw. die Immobilie in einem ordnungsgemäßen Zustand zu erhalten. Es sei erwähnt, dass große Immobilienbesitzer, wie Versicherungsunternehmen und Wohnungsgesellschaften die jährlichen Investitionskosten abhängig von der Nutzungsart mit 1,5 bis Prozent ansetzen, womit sich die jährlichen Investitions- und Betreuungskosten auf den doppelten Betrag erhöhen können.

Als ein prägnantes Beispiel für laufende Wartungsarbeiten sei die Golden Gate Bridge angeführt. Dort sind seit 1936 rund um die Uhr 24 Arbeiter tätig, um das Bauwerk instand zu halten. **Abb. 7** lässt etwa in Brückenmitte einen hellen Bereich erkennen, das ist eine Arbeitsbühne, auf dem gerade Sanierungsarbeiten durchgeführt werden.



Abb. 7: Golden Gate Bridge

6 Brückenmonitoring

Täglich hören wir von endlos verstopften Straßen und endlosen Staumeldungen auf Deutschen Autobahnen. Die Absicht, den Schwerlastverkehr zumindest teilweise auf die Schienen zu verlagern, ist in absehbarer Zeit voraussichtlich nicht realisierbar. Wir müssen deshalb davon ausgehen, dass die Beanspruchungen, aber auch die Schädigungen der Straßen

und vor allem der Brückenbauwerke durch Schwerlastverkehr (**Abb. 8**) weiter zunehmen.



Abb. 8: Schwerlasttransport

Die vom Verkehrsministerium im Sommer 2003 angeordneten Straßengebühren für Lkw sollen, zumindest mittelfristig, helfen, die für die Sanierung und Instandsetzung der Straßen- und Brückenschäden notwendigen Kosten zumindest teilweise abzudecken.

Laut der Zeitschrift „Mobil“ der Deutschen Bahn AG sollen Untersuchungen ergeben haben, dass die Schädigungen von Straßen und Brücken von einem 40-Tonnen Lkw einen Schädigungsgrad von 140.000 Pkw entspricht! Nimmt man diesen Schädigungsmultiplikator infolge Lkw-Belastung, so erkennt man einerseits die Dringlichkeit von Mautgebühren für Lkw, andererseits wird es immer deutlicher, dass der Lkw zumindest teilweise auf die Schiene verlagert werden muss, wollen wir nicht endgültig im Verkehrsstau auf den Autobahnen ersticken und Unsummen für Sanierungen im Brückenbau ausgeben. **Abb. 9** zeigt die Erhöhung des LKW-Verkehrs und **Abb. 10** die Erhöhung der Achslasten in den letzten Jahren. Schon jetzt betragen die jährlichen Kosten für Brückenerhaltung und Sanierung weit mehr, als jene Kosten, die für den Neubau ausgegeben werden können. In vielen Fällen sind das heute 70 Prozent, ja in manchen Fällen sogar 100 Prozent der verfügbaren Mittel, die für Unterhaltung und Sanierung von Straßenverkehrswegen ausgegeben werden.

Durch Monitoring ist es möglich, Schädigungen sofort – also bevor „das Kind in den Brunnen ge-

Abb. 9: Zunahme des LKW-Verkehrs 1950 – 2000

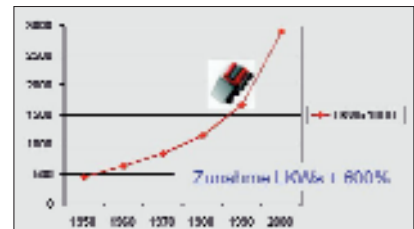
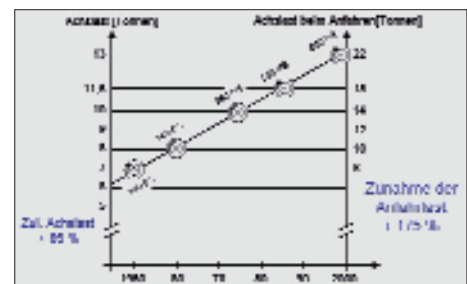


Abb. 10: Zunahme der Achslasten 1950 – 2000



fallen ist“ – zu erkennen. So kann beispielsweise durch Feuchtemessung festgestellt werden, wenn die Feuchte im Bauwerk, zum Beispiel infolge eines verstopften Abflusses, ungewöhnlich ansteigt. Durch das einfache Reinigen von Gullis wird der Schaden kostengünstig behoben, bevor die Brücke durch stehendes Wasser großflächig durchfeuchtet. Am Beispiel der Kongresshalle „Schwangere Auster“ in Berlin wurde deutlich, dass eine Diagnose nur aufgrund des äußeren Augenscheins nicht ausreicht, um den Zustand eines Bauwerks zu beurteilen. Wichtig sind für Bauwerke, die vor allem der Öffentlichkeit zugänglich sind, so genannte Nutzungsdauerprognosen. Die Nutzungsdauer ist die Zeit, in der die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerks sichergestellt werden. Durch Schädigung, sei es durch Korrosion, Ermüdung oder Veränderung im Verbundverhalten, verändert sich die Tragfähigkeit und somit das Gebrauchsverhalten von Bauwerken, bis letztlich die Einwirkungen größer werden, als der vorhandene Widerstand.

Mit den bisherigen Konzepten, zum Beispiel nach DIN 1076, Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung, kann eine Nutzungsdauerprognose nur begrenzt vorgenommen werden. Auch wenn wir im Zuge von Monitoringmaßnahmen zusätzliche Informationen gewinnen, so wird dies niemals dazu führen, dass Brückenüberwachungen durch geschultes Personal ersetzt werden können. Brückenmonitoring sollte, ja muss in der Zukunft als sinnvolle und notwendige Ergänzung benutzt werden, dies einmal aus Kostengründen aber auch aus Gründen der Zuverlässigkeit, um Daten zu erhalten, die es ermöglichen, eine notwendige Unterhaltungs- und Sanierungsarbeit zu optimieren. Ziel sollte es sein, ein Bauwerksmanagementsystem aufzubauen, mit dem aus volkswirtschaftlichen und sicherheitstechnischen Gründen Erüchtigungs- und Sanierungsmaßnahmen jeweils zum richtigen Zeitpunkt und in Abhängigkeit von den Einwirkungen und dem Alterungszustand des Bauwerks eingeleitet werden.

7 Brückenmonitoring bei der A71 – Erfurt/Schweinfurt

Im Auftrag der Deges und des Verkehrsministers werden vom iBMB der TU Braunschweig zwei Großbrücken durch Monitoring begleitet. Es handelt sich um die Talbrücken Reichenbach und Albrechtsgraben im Zuge der A71 (**Abb. 11** und **Abb. 12**). Beide Brücken sind Verbundkonstruktionen. Die Hohlkästen bestehen aus Stahl, die Fahrbahn aus einer nicht vorgespannten Stahlbetonplatte. Ziel der Unter-



Abb. 11:
Talbrücke
Reichenbach



Abb. 12:
Talbrücke Albrechtsgraben

suchungen ist vor allem, die Einflüsse aus Lkw sowie Temperatureinwirkungen zu erfassen, wobei bei den Lkws nicht nur die statische, sondern vor allem die dynamische Wirkung aus Schwingung erfasst und gleichzeitig mittels Sensoren die Dehnungsänderungen im Betonstahl und im Hohlkasten der Stahlträger, abhängig von den Einwirkungen, erfasst werden.

Es ist bekannt, dass sich in den letzten Jahrzehnten, gerade im Lkw-Bereich, die Verkehrszunahmen dramatisch erhöht haben (**Abb. 9**). In gleicher Weise haben sich in den letzten Jahrzehnten die Achslasten erhöht (**Abb. 10**).

Ein Blick in die Verkehrsbeanspruchung der A2 Hannover/Berlin zeigt, dass täglich ein durchschnittliches Verkehrsaufkommen von 75.000 Fahrzeugen besteht, wobei alleine täglich 20.000 Lkw oder 4 Millionen Lkw/Jahr im Durchschnitt diese Autobahn beanspruchen. Nicht unerheblich ist auch die Zahl der so genannten genehmigungspflichtigen Schwertransporte, die in Niedersachsen derzeit ca. 45.000 Sondergenehmigungen erforderlich machen (**Abb. 13** und **Abb. 14**).



Abb. 13: Anzahl der
Schwertransporte



Abb. 14: LKW-
Verkehr auf der
Autobahn A2

8 Beispiel Schweden – drei Spannbetonbrücken

In Schweden wurden Anfang der 90er Jahre drei so genannte Standardbrücken etwa zum selben Zeitpunkt hergestellt. Die drei Brücken selben Typs wurden am Polarkreis, in Stockholm und in Malmö errichtet. Nach zehn Jahren Nutzung ergab sich nach einer intensiven Untersuchung folgender Zustand der drei Brücken.

1. Die Brücke am Polarkreis ist auch nach zehn Jahren praktisch neuwertig. Sie liegt viele Monate im „Kühlschrank“, kaum Beanspruchung – höchstens Rentiere.
2. Die Brücke in Stockholm muss in Kürze abgerissen werden. Es wurden starke Korrosionsschäden an den Spanngliedern festgestellt. Ursache: starke Tausalzeinwirkung, starker europäischer Verkehr mit hohen Achslasten und somit dynamischen Beanspruchungen, insbesondere durch Lkw.
3. Die Brücke in Malmö zeigt einen „normalen Alterungszustand“ nach zehn Jahren. Aus heutiger Sicht kann davon ausgegangen werden, dass diese Brücke eine Lebenserwartung von insgesamt 30 Jahren erreichen wird.

Dieses Beispiel von drei zunächst gleich konstruierten und hergestellten Brücken zeigt, dass die bei unterschiedlichen Einwirkungen der Alterungsgrad vollkommen unterschiedlich wird, das heißt, je stärker die Einwirkung und der Schädigungsgrad, umso stärker ändert sich der Widerstand des Bauteils bzw. Bauwerks (Abb. 15).

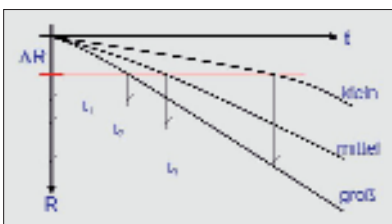


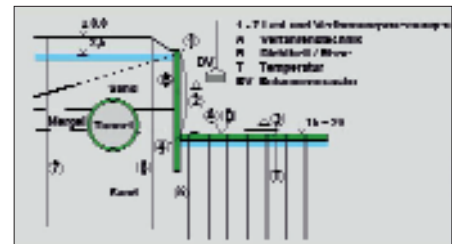
Abb. 15: Abnahme des Bauteilwiderstandes bei unterschiedlichen Schädigungsgraden

9 Stahlbetonschlitzwand – einfach verankert, Höhe 20 m

Bei einer Stahlbetonschlitzwand, die infolge Erd- und Wasserdrucks, je nach Ansatz, maximale rechnerische Durchbiegungen von 4 bis 8 cm aufweisen sollte, sollte mittels Monitoring geprüft werden, ob die rechnerischen Ansätze den wirklichen Verformungen entsprechen oder davon abweichen.

Mithilfe eines Messsystems (Inklinometer), Langzeitbeobachtung zwei Jahre, wurde festgestellt, dass die realen Verformungen nicht, wie in der Rechnung ermittelt, 4 bis 8 cm betragen, sondern eine Größenordnung von 1,5 bis 2,5 cm erreichten. Als Hauptgrund für die Abweichung wurde festgestellt, dass die Vertikalkomponente der Anker dazu führt, dass in der Stahlbetonschlitzwand weitgehend Zustand I entsteht, das heißt, Verformungen bleiben um den Faktor 2 bis 3 kleiner, als wenn man Zustand II ansetzt, wie dies die der Berechnung zugrunde gelegen hat. **Abb. 16** zeigt schematisch das gesamte Messprogramm für die Baugrube.

Abb. 16: Messprogramm der Baugrube



10 Beispiel Herrenbrücke

Die Herrenbrücke in Lübeck wird in Kürze durch einen Tunnel ersetzt und dann abgerissen. **Abb. 17** zeigt die 1962 erbaute Klappbrücke und einen Teil der Vorlandbrücken.

Abb. 17: Herrenbrücke Lübeck



Um sicherzustellen, dass bei diesem Brückenbauwerk, bei dem durch Korrosion einige Spannglieder gebrochen sind, diverse Verstärkungsmaßnahmen durchgeführt und zusätzliche Hilfsstützen angeordnet wurden, kein unvorhergesehenes Versagen eintritt, wurde für die Zeit bis zum Abbau der Brücke ein Monitoringsystem eingerichtet. Zusätzlich wurden die Einwirkungen derart reduziert, dass anstelle von zwei Richtungsfahrspuren jeweils nur eine Richtungsfahrspur eingerichtet wurde. Infolge der Schädigung der Spannglieder ist die Brücke in einigen Bereichen durch Rissbildung in den Zustand II übergegangen.

Das Monitoringsystem zeigt nun sowohl den Einfluss des vor allem dynamischen Lkw-Verkehrs, als auch den der Temperatureinwirkungen an (Abb.

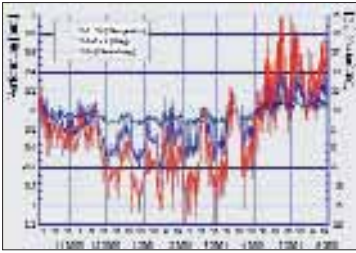


Abb. 18: Beispiel eines Messschriebes des Monitoring-systemes

18). Vor allem im Bereich der Risse können die Dehnungen im unteren Stegbereich infolge Verkehrslastwirkung, den drei- bis fünffachen Wert annehmen, als dies bei einem Querschnitt, der im Zustand I verbleibt, der Fall wäre. Dies führt dazu, dass infolge großer Spannungsänderung mit einem frühzeitigen Altern bzw. einem Verlust der Tragkraft der Brücke gerechnet werden muss.

Beim Überschreiten von vorweg festgesetzten Grenzdehnungen im unteren Stegbereich wird von diesem System automatisch „Alarm“ gegeben, sodass eine visuelle Inspektion stattfinden kann und ggf. weitere Maßnahmen ergriffen werden können.

11 Schlussfolgerung

Prüfingenieuren und Beratenden Ingenieuren bietet das Monitoring von ausgewählten Bauwerken ergänzend zu den herkömmlichen Prüfungs- und

Überwachungsmethoden, wo im Wesentlichen optische und vom äußeren Erscheinungsbild abhängige Beurteilungen erfolgen, sind ein interessantes und zusätzliches Aufgabengebiet.

Die derzeitige Entwicklung der Sensoren zeigt, dass für das Bauwesen bereits robuste und langzeitstabile Sensoren zur Verfügung stehen. Man kann davon ausgehen, dass sich durch den technologischen Fortschritt, einerseits bei den Sensoren, aber andererseits bei dem Übertragungswesen, im Bauwesen einiges revolutionär ändern wird und der Einsatz von kostengünstigen Sensoren künftig wichtige Daten für das Gebrauchsverhalten, die Sicherheit und die wirtschaftliche Betreuung von Bauwerken liefern wird.

Zitat von Antone de St. Exuperie: „Man kann nicht in die Zukunft schauen, aber man kann den Grundstein für etwas Zukünftiges legen, denn Zukunft kann man bauen.“ Vielleicht sieht ein zukünftiges sensorgestütztes Überwachungssystem wie auf **Abb. 19** dargestellt aus.

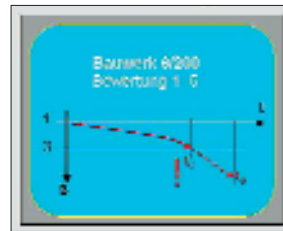


Abb. 19: Sensorgestütztes Überwachungssystem der Zukunft?

Literatur

- [1] Falkner, H.: Brückenmonitoring – Berechnung, Wirklichkeit. Vortrag Lindauer Bauseminar 2002
- [2] Naumann, J.: Die Brückenerhaltung ist für Ingenieure eine neue Herausforderung. VPI – Der Prüfingenieur, Oktober 2002, S.46-52
- [3] Osteroth, H.: Aktuelle Entwicklung im Straßenbrückenbau. VSVI – Seminar Brücken und Ingenieurbau, Braunschweig, Februar 2003
- [4] DEGEGES: Vier Großbrücken an der A71 im Thüringer Wald, Juni 2001
- [5] DEGEGES: Zehn Großbrücken an der A71 im Thüringer Wald, Dezember 2001
- [6] Denzer, G.: Brücken und Tunnel der Thüringer Waldautobahn A71. Lindauer Bauseminar 2002.
- [7] Falkner, H.: Brückenmonitoring – Werden unsere Brücken müde? –, VPI-Tagung Freudenstadt 2003

Entwicklung und Einführung einer neuen Generation von Beton

Für den Beton nach Maß wird mit Körnern, mit Zement und mit Fasern experimentiert

Der Beton nach Maß, der ganz nach den jeweils benötigten Eigenschaften im Werk komponiert werden kann, ist ein alter Traum der Bauingenieure. Überall auf der Welt wird für die Realisierung dieses Traums geforscht, experimentiert, erprobt und wieder geforscht. Große theoretische Fortschritte wurden schon gemacht, mit manchen ist in praxi auch schon gebaut worden. Welche Erfolge konkret schon erreicht worden sind, wie mühsam indes der Weg dorthin war, und wie beschwerlich der weitere Weg noch sein wird, insbesondere der Weg zur baurechtlich sicheren Anwendung, das zeigt der folgende Beitrag.

Prof. Dr.-Ing. Joost Walraven



studierte Bauingenieurwesen an der TU Delft (Niederlande), machte sich 1981 als Berater der Ingenieur in Den Haag selbstständig, wurde 1985 (bis 1989) Professor für Massivbau an der TU Darmstadt und ist Professor für Massivbau an der TU Delft; er war Vorsitzender des Projektteams für Eurocode 2, errang 1991 den schwedi-

schen Betonpreis und 1998 die Verdienstmedaille des FIP, 2000 bis 2002 Präsident der International Concrete Federation.

1 Einführung

In Betrachtungen über Materialien wird Beton immer als ein konventionelles Produkt dargestellt. Die ersten bekannten Anwendungen dieses Materials gehen auf das Römische Reich zurück. Seitdem hat sich das Prinzip der Übertragung der inneren Kräfte nicht geändert. Beton ist ein Konglomerat aus Steinen und Sand, das durch Zementstein – eine Kombination eines Bindemittels und Wasser – zusammengehalten wird.

Trotzdem kam im letzten Jahrzehnt eine revolutionäre Entwicklung zustande. Am Anfang der neunziger Jahre wurde entdeckt, dass die Druckfestigkeit, durch die Anwendung von Silikastaub und modernen Fließmitteln, stark erhöht werden konnte (bis B115).

In direkter Anlehnung an die hochfesten Betone wurde die neue Generation selbstverdichtender Betone entwickelt. Das verbesserte Verständnis der Rolle der Packungsdichte führte zudem zu erheblichen Fortschritten in der Technologie der Faserbetone. Durch die Harmonisierung der Kornpackung und der Faserpackung konnten hochfeste und ultra-hochfeste Faserbetone hergestellt werden. Sogar hochfeste selbstverdichtende Faserbetone, mit hohen Fasergehalten, sind möglich. Eine neue und vielversprechende Entwicklung ist die der Ökobetone: solche Betone haben eine Festigkeit im konventionellen Bereich, erreichen dies jedoch mit viel weniger Bindemittel als in der Vergangenheit. Sie weisen zudem günstige ökologische Eigenschaften auf. Durch die Reduzierung des Zementgehaltes werden der CO₂-Ausstoß abgemindert und wichtige Ressourcen geschont.

Zudem gibt es einen neuen Trend, Betone nach ihren Eigenschaften statt nach ihrer Druckfestigkeit zusammenzustellen. In Zukunft wird man nicht nur Konstruktionen, sondern auch das Material Beton selbst nach Leistungsanforderungen bemessen. Die Einführung dieser Betone erfordert jedoch die Einführung einer neuen Generation von Bauvorschriften.

2 Spielen mit Körnern und Zement, um Festigkeit und Verarbeitbarkeit zu steuern

Wenn man sich die alten römischen Betone anschaut, wird klar, dass die alten Betontechnologen den Kraftfluss durch den Beton noch nicht richtig verstanden haben (**Abb. 1**). Die Optimierung der Packungsdichte wurde damals noch nicht als Mittel erkannt, um den inneren Kraftfluss zu verbessern. Erst im letzten Jahrzehnt wurde die Relevanz dieses Aspektes der Mischungstechnologie allmählich anerkannt. **Abb. 2** zeigt das Prinzip der Übertragung der inneren Kräfte in Beton auf eine stark vereinfachte Weise. **Abb. 2 a** zeigt ein Zuschlagkorngerippe mit Körnern einheitlicher Größe. Der Kraftfluss wird durch die gestrichelten Linien wiedergegeben. Zur Gewährleistung des Gleichgewichts sind horizontale Kräfte erforderlich. Diese Kräfte werden normalerweise durch den Zementstein geliefert, der die Körner quasi verklebt. Wenn man diesen Mechanismus versteht, wird auch klar, wie man die Druckfestigkeit eines Betons erhöhen kann (**Abb. 2 b**). Durch das bessere Ausfüllen der Bereiche zwischen den Körnern verbessert sich die Homogenität des



Abb. 1: Römischer Beton

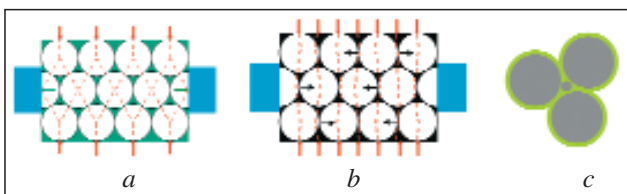


Abb. 2: Schematische Darstellung von unterschiedlichen Betontypen

- a. Schematische Darstellung der inneren Kräfte in einem Beton mit einheitlichen Korngrößen
- b. Schematische Darstellung der inneren Kräfte in einem hochfesten Beton
- c. Schematische Darstellung eines selbstverdichtenden Betons

Materials, sodass die Druckspannungstrajektorien sich der Richtung der äußeren Druckspannungen annähern. Das bedeutet, dass die erforderlichen Querkzugkräfte kleiner werden und dass die Klebkapazität des Zementsteins bei derselben äußeren Druckspannung weniger beansprucht wird. Wenn auch noch die Klebwirkung verbessert wird, so wird die Spannung, bei der sich Mikrorisse bilden, noch weiter erhöht. Im Grunde genommen heißt dies, dass ein Füller mit Bindekapazität die gefragte Doppelfunktion erfüllt. Dies erklärt auch die Verwendung des Silikastaubs seit Anfang der neunziger Jahre, mit dem eine Betonfestigkeitsklasse von B115 erreicht werden konnte.

In den modernen Vorschriften ist der hochfeste Beton mittlerweile vollständig eingeführt. Die DIN 1045 geht hier mit B115 aber noch weiter als der neue Eurocode 2, bei dem die obere Grenze bei C90 (B105) liegt. Die Festigkeitsklasse B115 ist auch eine physikalische obere Grenze: Die Klebewirkung des Zementsteins ist so gut, dass die Zuschlagkörner das weichste Glied des Tragsystems werden. Mit den klassischen Sieblinien und Korngrößen ist eine weitere Steigerung der Druckfestigkeit kaum noch möglich. Interessant ist hier die Feststellung, dass bis zur Betonfestigkeitsklasse B115 alle mechanischen Eigenschaften, wie die Spannungs-Dehnungslinie, die Schub- und Durchstantragfähigkeit, das Kriech- und Schwindmaß noch immer als Funktion des klassischen Parameters Druckfestigkeit ausgedrückt werden.

Mittlerweile wurden verschiedene Konstruktionen in hochfestem Beton ausgeführt. Die Einführung des hochfesten Betons ist nicht nur aus physikalischer Sicht interessant, sondern auch und vor allem deswegen, weil sie eine Änderung im Denken über Kosten einleitete. Pro Kubikmeter kostet ein Beton B105 etwa doppelt so viel wie ein Beton B45. Es wäre jedoch falsch, mit dieser Feststellung den hochfesten Beton zu verwerfen. Der Bau der Stichtse Brücke in den Niederlanden – eine Spannbetonbrücke in B95 mit Spannweite 160 m – 1997 zeigte, dass die höheren Materialkosten durch Einsparungen in der Konstruktion zurückgewonnen werden, weil:

- 30 Prozent weniger Beton erforderlich ist,
- wegen der geringeren Querschnittsfläche auch etwa 30 Prozent weniger Spannstahl nötig ist,
- die Spannverluste durch Kriechen und Schwinden kleiner sind,
- eine Festigkeit nach 28 Tagen auch eine hohe Festigkeit nach einem Tag (etwa B50) bedeutet, sodass die Schalung schneller verschoben werden kann,

- die Länge der Vorschubelemente, bei gleichem Gewicht, von 3,5 auf 5,0 Meter erhöht werden konnte, sodass die Ausführungszeit um drei Monate verkürzt wurde,
- die Fundamente leichter bemessen werden konnten,
- die Dauerhaftigkeit stark verbessert wird, was sich auf die Unterhaltungskosten sehr günstig auswirkt.

Der letztgenannte Aspekt spielte eine wesentliche Rolle, weil das niederländische Ministerium für Infrastruktur (Rijkswaterstaat) sowohl die Baukosten als auch die Unterhaltskosten trägt.

Wenn die Kostenkalkulation aufgrund einer integralen Berechnung durchgeführt wird, so stellt sich heraus, dass der hochfeste Beton durchaus wirtschaftlich konkurrenzfähig ist.

Eine Frage, die sich sofort nach der Einführung des hochfesten Betons stellte, war, ob es möglich wäre, einen selbstverdichtenden Beton zu entwickeln. Das Entfallen der mechanischen Verdichtung bietet eine Vielfalt an Vorteilen, wie

- weniger Lärm auf der Baustelle oder im Fertigteilerwerk,
- bessere Arbeitsbedingungen für die Arbeiter wegen des Entfallens der ungesunden mechanischen Verdichtungsarbeit,
- die Möglichkeit, innerhalb von städtischen Bereichen Tag und Nacht zu arbeiten,
- die Unempfindlichkeit des Betons für schlechtes Verdichten,
- die Möglichkeit, auch bei dichter Bewehrung oder in schwer erreichbaren Bereichen einwandfrei zu betonieren,
- verbesserte Möglichkeiten zur architektonischen Gestaltung.

Das Prinzip der Herstellung eines selbstverdichtenden Betons ist im Grunde genommen einfach, wie auch **Abb. 2 c** zeigt. In einem traditionellen Beton werden die Zwischenräume zwischen den Zuschlagkörnern mit Zementstein gefüllt. Die Druckkräfte können somit von Korn auf Korn übertragen werden, sodass die Festigkeit und Steifigkeit dieser Komponenten maximal ausgenutzt werden. Für die Betonierphase bedeutet das jedoch, dass zwischen den Körnern Reibungskräfte auftreten, die die Verarbeitbarkeit negativ beeinflussen. Vergrößert man jedoch den Anteil an Zementleim einigermaßen, so bilden sich Gleitschichten zwischen den Körnern, die die Reibungskräfte weitgehend abmindern und somit die Verarbeitbarkeit erheblich verbessern. Wenn je-

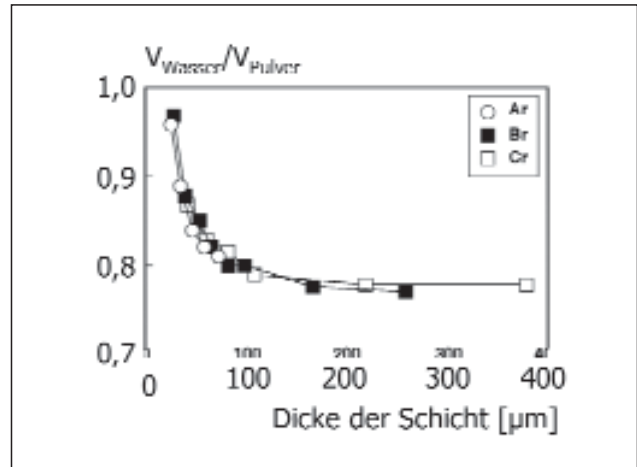


Abb. 3: Beziehung zwischen Gleitschichtdicke und Wasser zu Pulvervolumen für unterschiedliche Sieblinien, nach Midorikawa

doch diese Extramasse an Zementleim zu groß genommen wird, so werden die Gleitschichten zu dick. Die großen Zuschlagkörner sinken (Entmischung). Dies erklärt die Empfindlichkeit des selbstverdichtenden Betons für kleine Abweichungen der optimalen Zusammensetzung: Erfolg und Scheitern liegen nahe zusammen.

Die Empfindlichkeit hängt jedoch auch mit der Kornpackung zusammen. Eine stabile Mischung erfordert die Verwendung von feinen Körnern wie Flugasche oder Kalksteinmehl, um bei minimaler Überdosierung des Zementleims winzige Gleitschichten mit optimaler Wirkung zu erzeugen. Für das Funktionieren der Gleitschichten spielt, wie bekannt, auch die Wahl geeigneter Zusatzmittel eine entscheidende Rolle.

Von Midorikawa [1] wurden Versuche durchgeführt, um die optimale Dicke der Gleitschicht zu bestimmen. **Abb. 3** zeigt die optimale Dicke der Gleitschicht bei variierendem Verhältnis V_w/V_p (Volumen Wasser zu Feinkorn) für unterschiedliche Sieblinien. Man sieht, dass bei abnehmendem Wasservolumen die Dicke der Gleitschicht, bei dem der Beton noch immer selbstverdichtend ist, zunimmt. Unterhalb von $V_w/V_p = 0,8$ nimmt die erforderliche Dicke überproportional zu. Für die praktische Anwendung ist dieser Bereich jedoch uninteressant. Das optimale Verhältnis liegt in diesem Fall im Bereich $V_w/V_p = 0,8-0,9$. Die mittlere Gleitschichtdicke liegt hierbei um die 0,05 mm.

Diese kleine Dicke erklärt, dass die mechanischen Eigenschaften eines selbstverdichtenden Betons nur geringfügig von denen eines konventionellen Betons abweichen. Die Schichtdicke des weicheren Zementsteins um die Körner herum bewirkt zum Beispiel eine Reduktion des E-Moduls (**Abb. 4**).

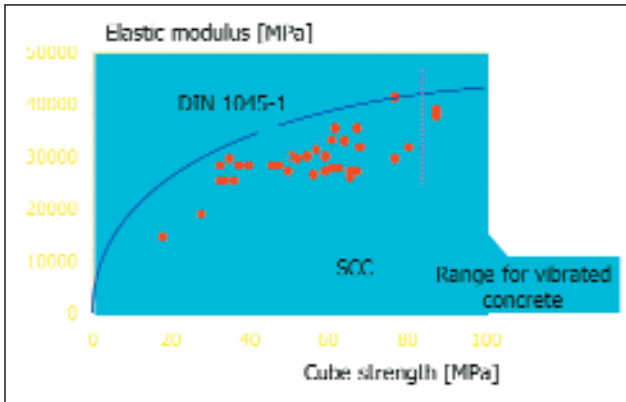


Abb. 4: Elastizitätsmodul des SVB als Funktion der Würfeldruckfestigkeit

Es sollte jedoch nicht vergessen werden, dass auch das E-Modul von anderen Betonen, vor allem abhängig vom verwendeten Zuschlag, stark streut. Aus praktischen Gründen kann man davon ausgehen, dass das E-Modul eines selbstverdichtenden Betons nicht außerhalb des üblichen Streubereichs konventioneller Betone liegt. Natürlich ist es vernünftig, bei besonderen Anwendungen, wie zum Beispiel für eine Hochgeschwindigkeitsstrecke der Bahn, Eignungsversuche in Bezug auf das Verformungsverhalten durchzuführen. Ein anderer wichtiger Aspekt ist der Schalungsdruck.

Viele Messungen wurden schon durchgeführt, aber die Ergebnisse waren manchmal strittig. Oft wurde die Steiggeschwindigkeit des Betons in der Schalung nicht berücksichtigt. **Abb. 5** zeigt die kombinierten Ergebnisse von niederländischen [2] und schwedischen [3] Versuchen. Die Abbildung zeigt, wie die Steiggeschwindigkeit des Betons in der Schalung den Schalungsdruck beeinflusst. Ab einer Steiggeschwindigkeit von etwa 2m/Stunde ist der Schalungsdruck fast hydrostatisch. Mit dem Zulassen eines kleineren Schalungsdrucks als des hydrostatischen sollte man selbst bei kleinen Steiggeschwindigkeiten vorsichtig sein. Manche Betone haben – in rheologischen Termen gesprochen – einen hohen

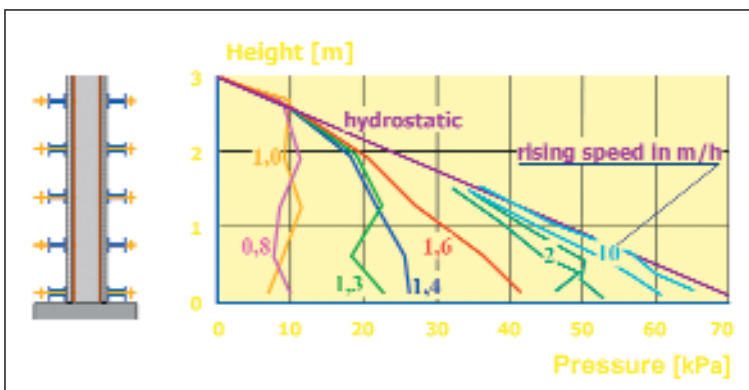


Abb. 5: Schalungsdruck für unterschiedliche Steiggeschwindigkeiten des Betons in der Schalung

Fließwert und eine geringe plastische Viskosität. Dies bedeutet, dass sie in erster Linie einen relativ kleinen Schalungsdruck aufweisen, der jedoch bei Stößen gegen die Schalung oder bei leichter Vibration auf den hydrostatischen Druck anwachsen kann.

Die kleine Gleitschichtdicke bei einem selbstverdichtenden Beton macht weiterhin deutlich, warum die Kontrolle der Komponenten für die Herstellung eines selbstverdichtenden Betons mit so viel Sorgfalt durchgeführt werden sollte. Kleine Abweichungen in den Kennwerten von Zement und Sand, oder im Feuchtgehalt des Zuschlags, können schon eine kritische Abweichung der optimalen Gleitschichtdicke hervorrufen. Dies erklärt, warum die Anwendung in der Fertigteilverindustrie schneller vorankommt als auf die Baustelle. Im Fertigteilverwerk sind Bedingungen wie Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit konstant, und es werden immer dieselben Geräte verwendet. Auch die Mannschaft ist fast immer dieselbe, und die Arbeiter sind mit dem Verfahren der Qualitätskontrolle vertraut. Bei Anwendungen auf der Baustelle gibt es im Prinzip folgende Schwierigkeiten:

- Immer neue „einmalige“ Bedingungen,
- keine allgemein akzeptierte Abnahmekriterien,
- Zeitverlust im Verkehr und auf der Baustelle,
- es müssen immer neue Teams eingearbeitet werden.

Im Gegensatz zum Fertigteilverwerk, wo die Bedingungen relativ konstant sind und außerdem Elemente mit Mängeln einfach aus der Reihe genommen werden können, sind die Bedingungen auf der Baustelle immer wieder anders, und es gibt keine einfache Lösung, wenn man nach Erhärten des Betons feststellt, dass die beabsichtigte Qualität nicht erreicht wurde. **Abb. 6** zeigt das Ergebnis einer mangelhaften Ausführung.

In diesem Fall wurde eine Tunnelwand in SVB betoniert. Während des Betonierens wurde festgestellt, dass der Beton zu steif war, und es wurde die Zusammensetzung geändert. Daraufhin zeichnete sich der Übergang zwischen den unterschiedlichen Betonen wegen schlechter Verdichtung deutlich ab. Dies bedeutet jedoch noch nicht, dass ein SVB per Definition ein riskanter Baustoff ist. Es zeigt umso mehr, dass es wichtig ist, mit allen neuen Baustoffen Erfahrung aufzubauen und diese sachgerecht und qualitativ hochwertig umzusetzen.

Es ist wichtig, dass man versteht, dass „SVB“ ein Familienname ist, der viele ein-

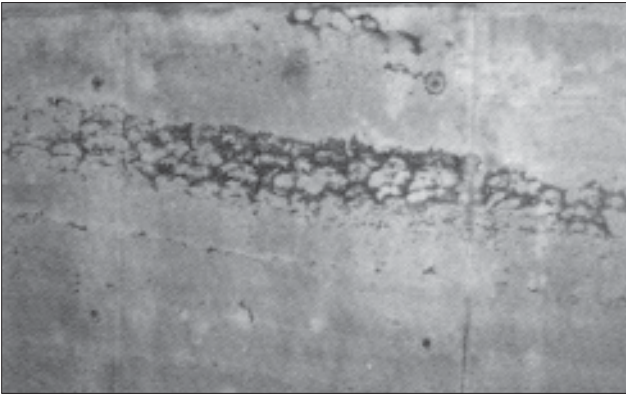


Abb. 6: Schlecht verdichteter SVB zwischen zwei Betonierschichten in einer Tunnelwand

| Durchlaufzeit (sec) | | | Konsistenzklassen Ausbreitmaß (mm) |
|---------------------|---------|---------|---------------------------------------|
| 9-25 | Rampen | Stützen | |
| 5-9 | | Wände | |
| 3-5 | Decken | | |
| | 5 | 6 | 7 |
| | 170-570 | 540-660 | 630-800 |

Abb. 7: Erweiterte Konsistenzklassen für SVB in den Niederlanden

zelle Varianten kennt. Für jede Anwendung gibt es eine geeignete Variante. Wenn zum Beispiel ein SVB für eine großflächige Decke mit niedriger Bewehrung vorgeschrieben wird, so ist eine andere Zusammensetzung zu wählen als im Falle einer Wand mit dichter Bewehrung. Mit den klassischen Regeln kann ein SVB nicht ausreichend qualifiziert werden. **Abb. 7** zeigt eine neue Qualifizierungsweise, wie sie zurzeit in den Niederlanden gehandhabt wird. Die neue Konsistenzklasse 5, „Selbstverdichtender Beton“, wird in neun weitere Unterklassen verteilt, die sich in Bezug auf Trichterzeit und Ausbreitmaß (oder mehr wissenschaftlich: in „Plastische Viskosität“ und „Fließwert“)

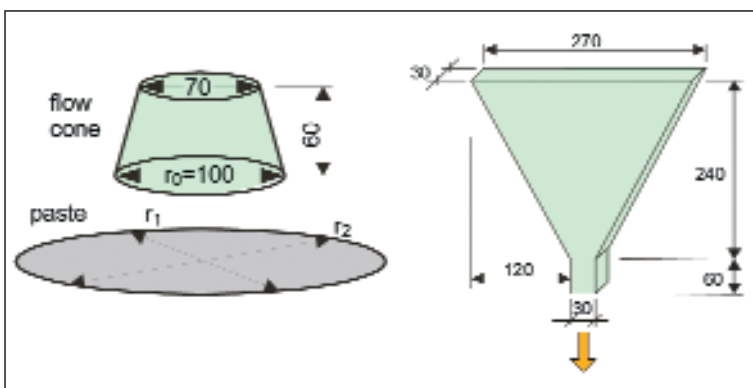


Abb. 8: Geräte zur Messung der rheologischen Eigenschaften des SVB

unterscheiden. Die neuen Kennzahlen „Trichterzeit“ und „Ausbreitmaß“ werden mit einfachen, praktischen Geräten (**Abb. 8**) gemessen (japanische Methode). Man kann so für jede Anwendung die am besten geeignete Mischungszusammensetzung einstellen.

3 Spielen mit Körnern und Fasern, um Festigkeit, Zähigkeit und Verarbeitbarkeit zu steuern

Die Aussagen, die im vorherigen Absatz über die Zusammenstellung von Mischungen für optimale Eigenschaften gemacht wurden, gelten genau so gut oder eben ganz besonders für mit Fasern bewehrten Beton. Faserbeton ist schon seit Jahrzehnten ein vielversprechendes Material. Anfänglich hatte es den Anschein, dass die Zugabe von Stahlfasern zu Beton einen historischen Durchbruch bedeutete: Der Ersatz der klassischen Bewehrungsstäbe durch kleine Stahlfasern machte offenbar die Schwerarbeit des Bewehrrens überflüssig. Es stellte sich jedoch schon bald heraus, dass diese neue Technologie starken Einschränkungen ausgesetzt war. Die größte Schwierigkeit war, dass über ein bestimmtes Faservolumen hinaus Probleme in Bezug auf die Verarbeitbarkeit auftraten. Die Fasern ballten sich zu „Igeln“ zusammen, und die Mischungen waren zu zäh, um auf der Baustelle verwendet werden zu können. Unglücklicherweise traten diese Probleme schon bei relativ kleinen Fasergehalten auf. Das offenbar große Potenzial der Stahlfasern konnte somit nicht ausgenutzt werden.

Stahlfaserbeton wurde bisher vor allem bei Industriefußböden eingesetzt (Platten auf elastischer Bettung), bei denen ein niedriger Fasergehalt ausreicht. Jedoch gelten die Überlegungen, die schon in **Abb. 2 a-c** schematisch vorgestellt wurden, in leicht abgewandeter Form auch für Faserbeton (**Abb. 9**). Wenn lange Fasern einer Mischung mit relativ kleinen Körnern zugegeben werden, so stören sie die Kornpackung kaum. Wenn Fasern jedoch in Kombination mit Zuschlagskörnern von der gleichen Größenordnung verwendet werden, so können sie die Packungsdichte verringern und die Materialstruktur verschlechtern, worunter sowohl die Festigkeit als auch die Verarbeitbarkeit leiden. Derartige Überlegungen in Bezug auf die optimale Mischungszusammensetzung gab es bis vor kurzem kaum. Jüngste Versuche an der TU Delft von Grünwald u. a. [4] zeigten jedoch, dass die Optimierung der Packungsdichte in Abstimmung mit den Fasern (Typ

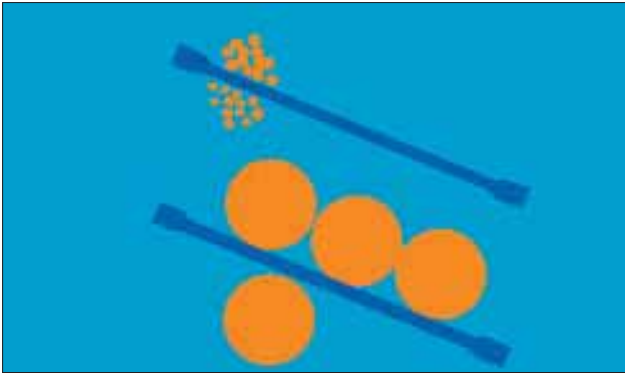


Abb. 9: Interaktion zwischen Stahlfasern und Korngerippe

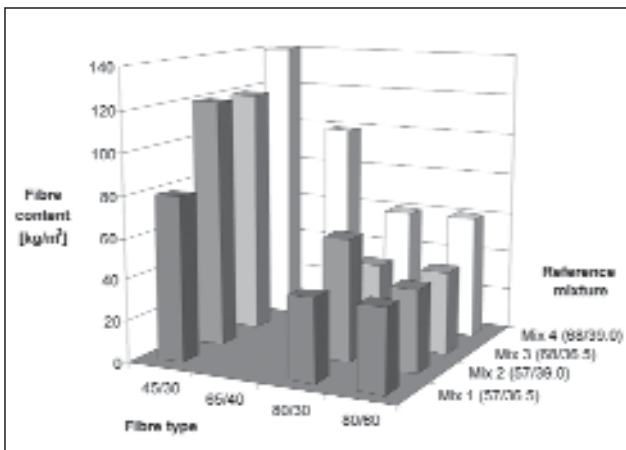


Abb. 10: Maximaler Fasergehalt in selbstverdichtendem Beton als Funktion des Fasertyps und der Mischungszusammensetzung (nach Grünewald [4])

und Volumen) durchgeführt werden sollte und kann. Er zeigte, dass sogar selbstverdichtende Faserbetonmischungen mit 140 kg/m^3 Fasern möglich sind, bei der Wahl einer geeigneten Sieblinie und maximalen Korngröße (Abb. 10).

Mit optimierten Faserbetonmischungen wurden bemerkenswerte Ergebnisse erzielt. Abb. 11

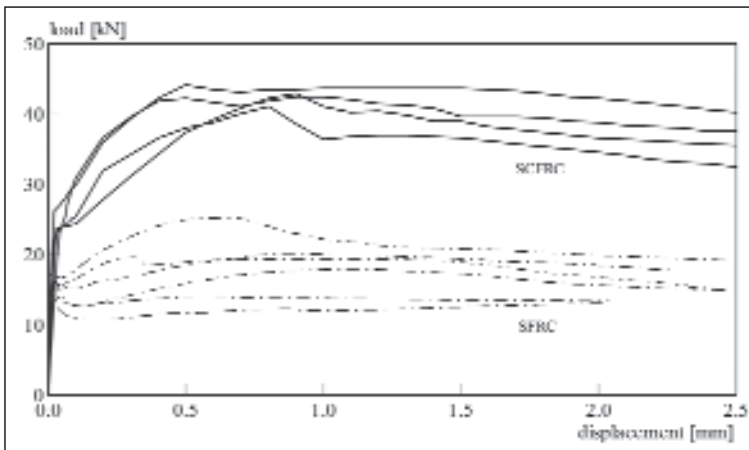


Abb. 11: Last-Durchbiegungsbeziehungen für konventionellen Beton und selbstverdichtenden Beton (in beiden Fällen B65 mit 60 kg/m^3 Fasern mit Endhaken $L/D = 60/0,8$)

zeigt die Last-Durchbiegungskurven aus Dreipunkt-Biegeversuchen nach RILEM für zwei unterschiedliche Faserbetonmischungen mit derselben Druckfestigkeit und mit dem gleichen Volumen mit gleichen Stahlfasern. Die Mischungen enthielten beide 60 kg/m^3 Stahlfasern mit Endhaken $L/D = 60/0,8$. Die Betonfestigkeitsklasse war in beiden Fällen B65. Die gestrichelten Linien zeigen die Ergebnisse für den konventionellen Beton mit 60 kg/m^3 Fasern und die vollgezogenen Linien die Ergebnisse für den selbstverdichtenden Faserbeton, mit der gleichen Menge an gleichen Fasern. Es stellte sich nicht nur heraus, dass die optimierten Mischungen die doppelte Tragfähigkeit aufwiesen wie die konventionellen Mischungen (Biegezugfestigkeit 12 N/mm^2 statt 6 N/mm^2), sondern auch, dass die Streuung der Ergebnisse viel kleiner ist. Für die Bemessung ist auch diese Verringerung der Streuung von großer Bedeutung.

Eine wichtige Frage ist hier jedoch, wie das Verhalten derartiger hochfester selbstverdichtender Betone in Bemessungshilfen festgelegt werden könnte. In RILEM Commission TC-162-TDF „Stahlfaserbeton“ wurde der Dreipunktbiegeversuch mit Kerbe als Grundlage für die Quantifizierung des Verhaltens gewählt. Der Dreipunktbiegeversuch dient dann unter anderem dazu, die zentrische Spannungs-Dehnungslinie herzuleiten. Andere Forscher plädieren für andere Versuche wie Dreipunktbiegeversuch ohne Kerbe, Vierpunktbiegeversuch, zentrischen Zugversuch, Spaltversuch, usw.

Obwohl es wichtig ist, dass man sich letztendlich auf einen Standardversuch einigt, gibt es jedoch noch viele offene Fragen, die nicht unberücksichtigt bleiben dürfen. Die wichtigste Frage ist die nach dem Einfluss der Herstellung. Es wurde festgestellt, dass die Art und Weise (Betonieren, Verdichten), mit der ein Stahlfaserbetonelement betoniert und verdichtet wird, einen großen Einfluss auf die Faserrorientierung und somit auf die Fasereffektivität hat. Deshalb ist die Weise, mit der bei dem RILEM-Test die Schalung gefüllt wird, und auf welche Weise und wie lange gerüttelt wird, genau vorgeschrieben. Jedoch gibt es für die Weise, in der in der Praxis betoniert wird, keine Einschränkungen (Betonieren, Füllen, Typ und Abmessung der Schalung, Verdichtung). Dies bedeutet, dass wichtige Informationen, um die Baustoffeigenschaften in der Konstruktion selbst genau zu beschreiben, nicht vorhanden sind. Bei größeren Bauteilen, wie zum Beispiel Industrieböden, verschwinden örtliche Schwankungen vermutlich im großmaßstäblichen Verhalten. Dass der Effekt der Faserrorientierung jedoch im Allgemeinen eine sorgfältigere Betrachtung braucht, wurde in einem Versuch an einem

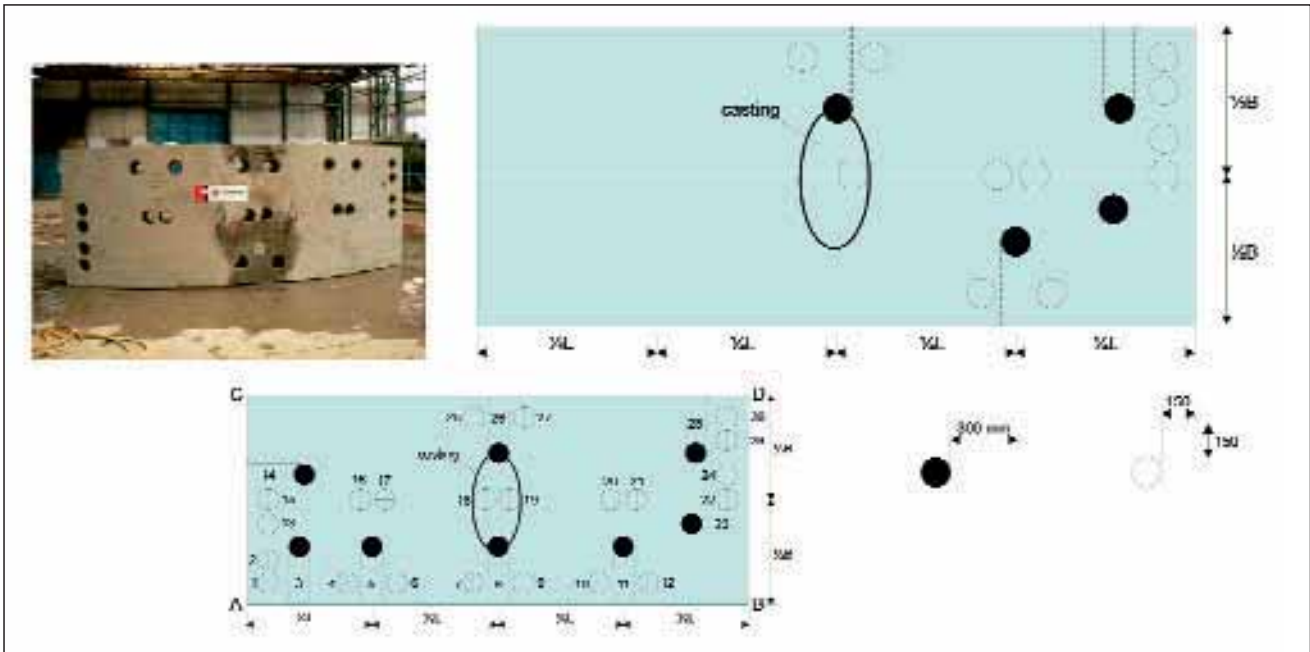


Abb. 12: Tübbing aus hochfestem selbstverdichtendem Faserbeton mit Bohrkernen

Tübbing, der aus selbstverdichtendem Faserbeton hergestellt wurde, demonstriert (Grünewald u. a. [5]). Der Tübbing wurde in einem Fertigteilwerk betoniert. Der Beton wurde in der Elementmitte von oben betoniert und floss so zwischen einer oberen und einer unteren Schalung. Nachträglich wurden an verschiedenen Stellen und in verschiedenen Richtungen Kerne gebohrt (Abb. 12), die in Bezug auf Faserorientierung und auf Spaltzugfestigkeit untersucht wurden. Abb. 13 zeigt, dass die Faserorientierung im Element stark schwankt. Die extremsten Orientierungszahlen lagen zwischen 0,24 und 0,91. Es gab weiterhin einen linearen Zusammenhang zwischen Orientierungszahl und Spaltzugfestigkeit. Es stellte sich nach weiterer Analyse heraus, dass der Grund für die Unterschiede in den Orientierungszahlen auf das Betonieren zurückgeführt werden konnten. Der Beton wurde durch eine

schmale Rinne mit halboffenem, kreisförmigem Querschnitt antransportiert und in das Element eingeführt. Die Fasern orientierten sich schon in dieser Rinne durch den Wandeffekt in der Richtung der Strömung. In der Schalung selbst änderte sich die Orientierung nur, wenn die Fasern an einer Wand oder am Boden gleichgerichtet wurden. Das ganze Fließbild ließ sich so nachvollziehen. Einerseits zeigt dies, dass man, um ein derartiges Element mit ausreichender Sicherheit bemessen zu können, Konversionsfaktoren für den Übergang vom Labor zur Baustelle oder vom Labor zum Fertigteilwerk braucht. Besser wäre noch eine Typenprüfung. Andererseits kann man diese gewonnene Kenntnis auch anwenden. Wenn es gelingen würde, die Faserorientierung zu steuern, könnte man die Wirkung der Fasern erhöhen.

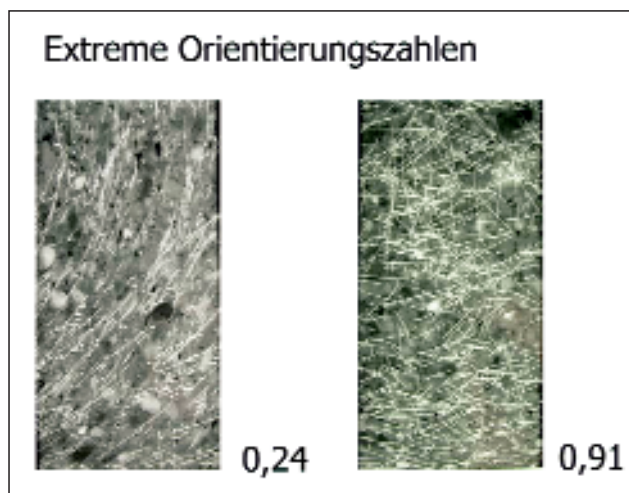


Abb. 13: Faserorientierung bei den Tübbings an unterschiedlichen Stellen



Abb. 14: Schalung für eine vorgespannte Spundwand aus hochfestem selbstverdichtendem Faserbeton

Ein Beispiel dafür ist die Fertigung von Spundwänden aus hochfestem selbstverdichtendem Faserbeton (**Abb. 14**). Die Wände sind nur in Längsrichtung mit Litzen vorgespannt. Betonstahl ist nicht nötig. Die Betonmischung bestand aus 913 kg Zement, 61 kg Mikrosilika, 207 Liter Wasser, 1098 kg Zuschlag mit Größtdurchmesser 1 mm, 125 kg geraden Stahlfasern (13 mm Länge) und 21 kg Fließmittel. Die Würfeldruckfestigkeit war nach 24 Stunden schon 74 N/mm^2 . Die Elemente konnten somit schon nach kurzer Zeit ausgeschalt werden. Die Druckfestigkeit stieg nach 28 Tagen auf 120 N/mm^2 an. Der Preis des Betons war 445 Euro/m^3 . Dieser Preis könnte noch weiter abfallen, wenn der Preis der (hier auf Antrag hergestellten) Fasern bei der Massenproduktion sinken würde.

Auf den ersten Blick ist der Preis dieses Hochleistungsbetons sehr hoch, jedoch ist das Endprodukt durchaus konkurrenzfähig. Im Vergleich zu den konventionellen Spundwänden aus Beton B65 konnte die Wandstärke von 120 mm auf nur 45 mm reduziert werden. Dabei stellte sich heraus, dass die Spundwände bei einer Dicke von $d = 45 \text{ mm}$, in Gegensatz zu denen mit $d = 120 \text{ mm}$, aufeinander gestapelt werden können, sodass sie viel wirtschaftlicher transportiert werden können. Es stellte sich auch heraus, dass die Stahlfasern sich hauptsächlich aufgrund der Betonierichtung in die Längsrichtung der Spundwände orientierten. In Bezug auf die Haupttragrichtung liegen die Fasern somit günstig. In der Querrichtung hingegen sollte bei der Berechnung konservativerweise von einem Beton ohne Fasern ausgegangen werden. Der Faserbeton ist also in diesem Fall kein isotroper Baustoff.

Die Leistungsfähigkeit dieser neuen Betone kann anhand einer neuen Brückendecke aus hochfestem Faserbeton weiterhin demonstriert werden. Die alte Brückendecke bestand aus tropischem Holz und sollte ersetzt werden. Als beste Lösung stellte sich eine Decke aus selbstverdichtendem hochfestem Faserbeton B200 (**Abb. 15**) heraus.

Die Decke hat eine Dicke von nur 45 mm, und sie war mit den Fasern und mit drei Baustahlmatten $d_s = 8 \text{ mm}$ alle 40 mm bewehrt. Der Abstand der Hauptträger war 685 mm. Eine Verschleißschicht war nicht erforderlich. Die Montage erfolgte innerhalb eines Tages. Das Verhalten dieser Decke, die im Rahmen eines Großversuchs eingebaut wurde, wird zur Zeit verfolgt. Bemessungsrichtlinien für ultrahochfesten Faserbeton gibt es derzeit nur in Frankreich [6].

In den Niederlanden ist das Ministerium für Infrastruktur für alle Staatsbrücken verantwortlich, das heißt also nicht nur für den Entwurf, sondern auch für den Unterhalt und die Ertüchtigung. Das Ministerium



Abb. 15: Montage einer Brückendecke aus Beton B200 mit Fasern und Bewehrungsstahl

kann also auch ohne gültige Vorschriften oder Zulassung im Einzelfall selbst entscheiden, um eine neue Bauweise oder ein neues Material einzuführen. Manchmal lässt es dazu, wie auch in diesem Fall, Versuche durchführen, um die verwendeten Rechenannahmen zu überprüfen.

Die Grenzen dieser neuen Generation von Hochleistungsbetonen sind noch nicht erreicht. Eine interessante Idee, die schon vor einigen Jahren von Prof. König vorgeschlagen wurde [7], ist eine Kombination kurzer und langer Stahlfasern. Die kurzen Fasern sind effektiv, indem sie die Ausbreitung von Mikrorissen hemmen. Die langen Fasern werden nach der Bildung von Makrorissen aktiviert. Die Fasern sind also in unterschiedlichen Phasen der Materialdehnung wirksam. Eine geeignete Kombination von kurzen und langen Fasern führt zu einem Material mit hoher Zugfestigkeit und außergewöhnlich großer Duktilität. **Abb. 16** zeigt für einen Biegeversuch die Beziehung zwischen Biegezugfestigkeit und Rissöffnung, nach Markovic u. a. [8]. Die Mischung enthält 2 % Vol. % kurze (13 mm) und 1 Vol. % lange (60

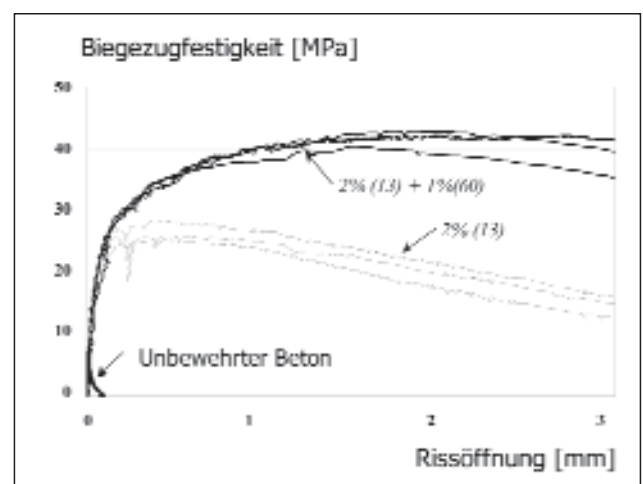


Abb. 16: Ergebnisse an Dreipunktbiegeversuchen für Beton mit langen Fasern (untere Linien) und Beton mit einer Kombination von langen und kurzen Fasern (nach Markovic u. a. [8])

mm) Stahlfasern. Die maximale Biegezugfestigkeit ist 45 N/mm^2 bei einer großen Duktilität.

4 Experimentieren mit Körnern und Packungsdichte, um einen ökologischen Beton zu entwickeln

Bisher wurde der Kenntnis über die Optimierung der Packungsdichte hauptsächlich angewendet, um die Druckfestigkeit immer weiter zu erhöhen. Heutzutage ist sogar Beton mit einer Würfeldruckfestigkeit von 200 N/mm^2 industriell herstellbar und für das Produzieren von Fertigteilelementen zu verwenden.

Es wurde dabei jedoch eine andere interessante Möglichkeit übersehen: das Entwickeln von umweltschonenden Betonmischungen in den unteren Festigkeitsklassen durch Reduzierung des Bindemittelgehalts. Es wurde schon nachgewiesen, dass es möglich ist, einen Beton B25 mit nur 175 kg/m^3 Zement zusammenzustellen, wenn eine optimale Packungsdichte erreicht wird. Fraktionen mit unterschiedlichen Korngrößen wie Feinsand, Flugasche, Kalksteinmehl oder Verbrennungasche von unterschiedlichen Schlämmen können verwendet werden, um eine hohe Packungsdichte mit preiswerten Materialien zu erzielen. Der reduzierte Einsatz von Zement führt nicht nur zu Schonung der Ressourcen, sondern auch zu einer Abminderung des CO_2 -Ausstoßes bei der Zementherstellung. Es gibt viele mögliche Anwendungen für derartige umweltfreundliche Betone [9]. Es sollte jedoch klar sein, dass für die Klassifizierung derartiger Betone der Würfeldruckversuch nicht mehr ausreicht. Wichtige Aspekte der Zulassung betreffen hier zum Beispiel Durchlässigkeit und Auslaugverhalten.

5 Auf dem Weg zu einer neuen Generation von Bauvorschriften für die Zulassung von Beton nach Maß

In den letzten Jahren zeigte sich die Entwicklung einer neuen Generation von Betonen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften. Es würde die Innovation langfristig hemmen, wenn für jede einzelne Mischung eine Zulassung im Einzelfall erforderlich wäre. Es sollte deshalb untersucht werden, ob die Vorschriften nicht so angepasst werden könnten, dass

der Weg zu einer vertretbaren praktischen Anwendung verkürzt wird. Eine wichtige Einschränkung von fast allen existierenden Baunormen ist, dass alle relevanten Eigenschaften von der Betondruckfestigkeit abhängig sind. Dies gilt nicht nur für das Materialverhalten an sich (Zugfestigkeit, E-Modul, Kriech- und Schwindmaß), sondern auch für das Konstruktionsverhalten (Schub, Torsion, Verankerung, Durchbiegung und Rissbildung).

In Zukunft wird es immer mehr erforderlich sein, Materialien und auch Konstruktionen nach bestimmten Verhaltenskriterien zu bemessen. Diese Kriterien könnten sich beziehen auf Festigkeit, Zähigkeit, Frosttauwiderstand, Resistenz gegen Chemikalien, Dauerhaftigkeit, Undurchlässigkeit, Begrenzung der Leckrate, usw. Diese Eigenschaften sind nicht immer nur von der Betondruckfestigkeit abhängig. Es wird deshalb notwendig sein, ein System zu entwickeln, mit dem man nachweisen kann, ob ein Material oder eine Konstruktion den gestellten Anforderungen genügt.

Um zu einem derartigen System zu gelangen, sind nachfolgende Schritte notwendig:

- Definition von Leistungskategorien, wie Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit, Umweltfreundlichkeit, Ausführbarkeit, Komfort/Ästhetik,
- Formulierung von quantifizierbaren Leistungsanforderungen für jede Kategorie,
- Formulierung der Beziehung zwischen Leistung und Materialeigenschaften,
- Definition von Standardtestmethoden zur Feststellung der Materialeigenschaften.

Als Beispiel wird hier die Bestimmung der schadensfreien Lebensdauer von Konstruktionsteilen genannt (Leistungskategorie Dauerhaftigkeit). Für wichtige Konstruktionselemente wird heutzutage oft eine schadensfreie Lebensdauer von 100 Jahren (Leistungsanforderung) gefordert.

Es ist mittlerweile bekannt, dass man durch das Optimieren der Betonzusammensetzung die schadensfreie Lebensdauer stark beeinflussen kann. Die Frage ist jedoch, wie man das einwandfrei nachweisen kann. Dies betrifft das Thema „Formulierung der Beziehung zwischen Leistung und Materialeigenschaften“. Bekannte Aspekte sind hier Chlorideindringung, Karbonatisierung und Empfindlichkeit für die Alkali-Silikareaktion. Für die Bestimmung der Chlorideindringung steht die Diffusionsgleichung zur Verfügung. Diese ist jedoch bisher hauptsächlich unter Laborbedingungen verifiziert, d. h. unter genau kontrollierten und meistens konstanten Bedingungen.

Unter praktischen Umständen sind die Bedingungen jedoch stark variabel (Feuchtigkeit, Änderung des Diffusionskoeffizienten im Laufe der Zeit), und auch das Angebot an Chloriden ist nicht konstant. Kalibrierung der theoretischen Gesetze an Konstruktionen ist deshalb ein weiterer erforderlicher Schritt. Zum Schluss ist es notwendig, geeignete Standardversuche und Verfahren für die Feststellung der relevanten Materialeigenschaften zu definieren oder sogar neu zu entwickeln. Für die Feststellung des Chlorid-Diffusionskoeffizienten gibt es jetzt zum Beispiel unterschiedliche Verfahren, die oft zu ungleichen Ergebnissen führen. Es kommt sogar vor, dass ein bestimmtes Verfahren sich für den einen Zement besser eignet als für den anderen.

Die Entwicklung einer neuen Generation von Vorschriften ist keine einfache Aufgabe, jedoch ein

notwendiger und wichtiger Schritt in der Forschung und Entwicklung für die nächsten Jahre. Dies passt gut mit dem Streben zusammen, für die Zukunft Bauvorschriften zu entwickeln, die sich nicht nur auf die Herstellung von neuen Konstruktionen richten, sondern den ganzen Lebenszyklus berücksichtigen. Hierzu gehören unter anderem: Bemessen auf Dauerhaftigkeit, Überwachung und Unterhaltung von Konstruktionen, deren Ertüchtigung und auch deren Beseitigung. Im neuen fib-Model Code für Betonkonstruktionen, der zurzeit in Bearbeitung ist, ist der Lebenszyklus sogar der Hauptpunkt. Bei der Entwicklung neuer Normen sollte es jedoch nie um eine Revolution, sondern immer um eine Evolution gehen. Viel gutes Material ist schon vorhanden und sollte nur richtig beurteilt, analysiert und strukturiert werden. Auf diese Weise erhält auch der Beton nach Maß eine faire Chance.

Literatur

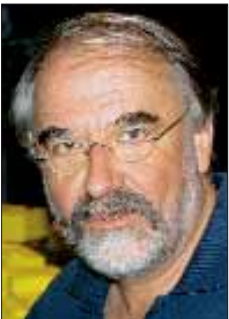
- [1] Midorikawa, T., Pelova, G.I., Walraven, J.C., „Application of the water layer model for self-compacting mortar with different size of distribution of fine aggregate“, Paper submitted for publication in RILEM Materials and Structures, 2004
- [2] Den Uijl, J.A., „Eigenschaften von selbstverdichtendem Beton“, Cement 6, 2002, S. 88-94 (in Niederländisch)
- [3] Billberg, P., „Form pressure generated by self-compacting concrete“, 3rd International RILEM Symposium „Self-Compacting Concrete“, 17-20 August 2003, Reykjavic, Iceland, Proceedings, S. 271-280
- [4] Grünewald, S., Walraven, J.C., „Maximum content of steel-fibres in self-compacting concrete“, Proceedings of the Second International Conference on Self-Compacting Concrete, 23-25 October, 2001, Tokyo, Japan, S. 137-146
- [5] Grünewald, S., Walraven, J.C., Obladen, B., Zegwaard, J.W., Langbroek, M., Nemegeer, D., „Tunnel segments of self-compacting steel fibre reinforced concrete“, 3rd International RILEM Symposium, 17-20 August 2003, Reykjavic, Iceland, Proceedings, S. 714-724.
- [6] Petitjean, J., Resplendino, J., „French recommendations for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concretes“, 60th International Symposium on „High Strength High Performance Concrete“, Leipzig, June 2002, Proceedings, Vol. 2, pp. 485-500.
- [7] König, G., „Hochleistungsbeton – neue Möglichkeiten für den Massivbau“, Leipziger Massivbau Seminar „Erfahrungen mit Hochleistungsbeton“, Band 7, S., 9-13.
- [8] Markovic, I., van Mier, J., Walraven, J.C., „Development of high performance hybrid fiber concrete“, RILEM Workshop „High Performance Fibre Reinforced Cement Composites“, Ann Arbor, June 16-18, 2003, Proceedings, pp. 227-300.
- [9] Glavind, M., Munch-Petersen, C., „Green concrete in Denmark“, Structural Concrete, Journal of the fib, 2000, Nr. 1, March, S. 1-6.

Experimentelle und numerische Verfahren bei der Bauwerks-Bemessung

Windkanalversuche bleiben das Standardinstrument für die Bestimmung des Winddrucks

Was bei der Entwicklung von Tragflügeln in der Luftfahrttechnik gute Dienste leistet – nämlich numerische Verfahren zur Lösung strömungstechnischer Probleme – das kann auf die Berechnung von Windlasten von Bauwerken und Bauwerksteilen nicht so ohne weiteres übernommen werden. Für diese Berechnungen müssen überwiegend auch weiterhin Windkanaluntersuchungen herangezogen werden. Im folgenden Beitrag werden daher die Grundlagen der numerischen Strömungsberechnung, insbesondere im Hinblick auf die Berechnung von Windfeldern erläutert, und die Anwendung numerischer Verfahren für die Bestimmung von Windlasten und für die Untersuchung der Rauchableitung im Brandfall an Fallbeispielen diskutiert.

Prof. Dr.-Ing. Hans-Joachim Gerhardt



legte 1967 sein Diplom in der Fachrichtung Maschinenbau/Wärmetechnik an der RWTH Aachen und 1971 seinen Master Degree an der Brown University, Providence, R.I. (USA), ab; seit 1976 ist er Professor für Strömungslehre und Industriaerodynamik an der Fachhochschule Aachen; 1998 folgte die Promotion an der TU Ber-

lin; von der Industrie- und Handelskammer zu Aachen öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Bauwerks- und Umweltaerodynamik, insbesondere Rauch- und Wärmeabzugsanlagen; Mitarbeit in zahlreichen Normen- und Fachausschüssen, z.B. DIN 1055-4 (Windlastannahmen), DIN 18 232 (vorbeugender Brandschutz).

1 Einführung

Numerische Verfahren zur Lösung strömungstechnischer Fragestellungen haben in den letzten Jahren deutlich an Bedeutung gewonnen. Beispiele für den erfolgreichen Einsatz von CFD (Computational Fluid Dynamics)-Verfahren sind die Entwicklung von Tragflügeln in der Luftfahrttechnik, die Entwicklung von Propellertriebwerken und neuer Schaufelformen für Ventilatoren sowie Strömungsberechnungen in der Lüftungstechnik. Nicht durchgesetzt haben sich CFD-Verfahren bisher bei der Lösung von Fragestellungen aus dem Bereich der Windaerodynamik, z.B. zur Berechnung von Windlasten von Bauwerken und Bauwerksteilen. Ein wesentlicher Grund hierfür ist, wie in Abschnitt 2 näher erläutert werden wird, dass Windströmungen und windbedingte Strömungen erheblich komplexer sind als z.B. die Umströmung eines Tragflügels. Es ist daher nicht ausreichend, die in der Luftfahrttechnik entwickelten CFD-Verfahren in der Windaerodynamik anzuwenden. Weltweit werden bislang numerisch bestimmte Bemessungswindlasten für Standsicherheitsnachweise als Grundlage für eine Baugenehmigung nicht akzeptiert. Windkanaluntersuchungen werden daher auf absehbare Zukunft das Standardinstrument zur Bestimmung von Winddruckverteilungen bleiben. Hierauf wird von bedeutenden Strömungsnumerikern hingewiesen (z.B. in [1]).

2 Grundlagen

2.1 Strömungsfelder

Fluidpartikel, z.B. die Luftteilchen einer Windströmung, werden durch die Einwirkung äußerer Kräfte bewegt. Im Niedergeschwindigkeitsbereich (Geschwindigkeiten $v \leq 100$ m/s) sind dies im Wesentlichen die Trägheits-, Druck- und Reibungskräfte. Das Kräftegleichgewicht wird durch die Bewegungsgleichung, die so genannte Navier-Stokes-Gleichung, beschrieben. Diese ist eine nicht lineare, partielle Differenzialgleichung, die sich nur für Sonderfäl-

le analytisch lösen lässt. Die Bestimmung eines Strömungsfeldes, insbesondere in hoch turbulenter Strömung, z. B. die Umströmung eines Bauwerkes und die hierdurch bedingte Druckverteilung, lässt sich zurzeit nur experimentell oder numerisch bestimmen. Beide Verfahren, ihre Randbedingungen und ihre Anwendbarkeit, insbesondere zur Bestimmung der Druckverteilung an Bauwerken, soll in den folgenden Abschnitten erläutert werden.

2.2 Numerische Berechnung von Strömungsfeldern

2.2.1 Randbedingungen

Zur Berechnung des Strömungsfeldes, d.h. der Berechnung der Geschwindigkeit u und des Druckes p an jedem Raumpunkt, ist die Lösung der Kontinuitätsgleichung und der Bewegungsgleichung (= Impulsgleichung) erforderlich. Sie werden im Folgenden in der Indeschreibweise dargestellt, wobei sich die Indizes i und j auf ein kartesisches Koordinatensystem (x_1 -, x_2 - und x_3 -Richtungen) beziehen.

$$\frac{\partial(\rho u_i)}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

$$\rho \frac{Du_i}{Dt} = -\frac{\partial p}{\partial x_j} + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \quad (2)$$

Dabei ist der Spannungstensor τ ein Maß für die reibungsbedingten Kräfte in der Strömung.

In diesem Beitrag soll nicht auf die mathematische Behandlung des Problems eingegangen werden, dieses lässt sich in einschlägigen Textbüchern (z.B. [2]) nachlesen. Die Schwierigkeit der Lösung hängt unmittelbar mit dem letzten Term der Gleichung (2) zusammen, welches, für turbulente Strömungen, die Reibungskräfte in Form der Reynolds'schen Spannungen beinhaltet. Für eine zweidimensionale Strömung sind diese z. B. durch $\tau_t = \rho u_1 u_2$ mit $u_1 u_2$ = Schwankungsgeschwindigkeiten in x_1 - und x_2 -Richtung gegeben. Zur Berechnung der Reynolds'schen Spannungen ist also die Kenntnis des Geschwindigkeitsfeldes, welches jedoch durch die Lösungen der Gleichungen (1) und (2) berechnet werden soll, erforderlich. Dies bedeutet, dass – auch numerisch – die Gleichungen (1) und (2) nicht ohne weitere Annahmen gelöst werden können. In der Strömungsmechanik spricht man hier vom „Schließungsproblem“.

Durch Modellgleichungen, den so genannten Turbulenz-Modellen, die im Allgemeinen auf empirischen Ansätzen beruhen, wird ein Zusammenhang zwischen Reynolds'schen Spannungen und den mittleren Bewegungsgrößen hergestellt.

Die kommerziell verfügbaren CFD-Verfahren bieten jeweils mehrere Möglichkeiten an, das Gleichungssystem zu schließen. Die Qualität der Lösung hängt somit von der „besten Wahl“ des Lösungsansatzes ab. Die Qualität der numerischen Lösung wird somit in hohem Maße abhängig von der Erfahrung des Anwenders und/oder des Vorhandenseins geeigneter Ansätze für das jeweils betrachtete Strömungsproblem. Die hauptsächlich gebräuchlichen Schließungsansätze (Turbulenz-Modelle), deren Randbedingungen und ihre Anwendungsmöglichkeiten zur Berechnung von Windströmungsfeldern sollen im Folgenden kurz diskutiert werden.

a) Algebraische Turbulenzmodelle

Die ältesten Turbulenzmodelle stammen von Boussinesq [3] und Prandtl [4]. Analog dem Newton'schen Reibungsgesetz führte Boussinesq eine Wirbelviskosität – häufig als scheinbare turbulente Zähigkeit bezeichnet – ein. Diese ist keine Stoffkonstante, sondern abhängig von der jeweils betrachteten Strömung.

Die Prandtl'sche Modellvorstellung beruht auf einer Impulsbetrachtung quer zur Hauptströmungsrichtung. Die Reynolds'sche Spannung kann dabei als Funktion des Geschwindigkeitsgradienten $\partial \bar{u}_1 / \partial x_2$ dargestellt werden, wobei als zusätzliche Größe die Mischungsweglänge eingeführt wird. Der Mischungsweg l gibt die Weglänge an, die einzelne Fluidelemente quer zur Hauptströmungsrichtung ausgelenkt werden, dabei jedoch ihren Ausgangsimpuls beibehalten. Der Weg l entspricht dabei der freien Weglänge in der kinetischen Gastheorie.

b) k-Modell

Die k-Modelle beruhen auf der Gleichung für die kinetische Energie der turbulenten Schwankungsbewegung [5]. Unter der Annahme, dass die Reynolds'schen Spannungen proportional der kinetischen Energie k sind, ergibt sich ein Ein-Gleichungs-Turbulenzmodell.

c) k-ε-Modell

Kommerziell verfügbare CFD-Verfahren beruhen häufig auf k-ε-Modellen bei der Berechnung turbulenter Strömungen. Sie benutzen neben der Gleichung für die kinetische Energie k der turbulenten Schwankungen die, ohne weiteren Nachweis, analog der Bestimmung der turbulenten Diffusion mittels der k-Gleichung formulierte Bilanzgleichung für die Dissipation ϵ der turbulenten Schwankungsenergie sind. Sie beinhaltet einige Konstanten, mit denen die numerische Berechnung unterschiedlichen zu lösenden

Problemen angepasst werden kann. Die k - ϵ -Modelle gehören zu den Zwei-Gleichungs-Modellen.

d) RSE-Modelle

Die Reynolds-Spannungs-Modelle (RSE = Reynolds-stress-equation) verwenden die Bilanzgleichungen für die Reynolds'schen Schubspannungen. Für jeden Term des Spannungstensors werden aus den Navier-Stokes-Gleichungen Transportgleichungen abgeleitet. Zur Schließung der RSE-Modelle sind zusätzliche Annahmen, z.B. zur Dissipation ϵ und Turbulenzlänge L , erforderlich.

e) Large-Eddy-Simulation (LES)

Alle großen Turbulenzstrukturen (Large-Eddys) werden beim LES-Verfahren berechnet (simuliert); die kleineren Turbulenzstrukturen werden dagegen modelliert. Die kleinskalige Turbulenz, die im Wesentlichen die hier von den gröberskaligen Turbulenzen zugeführte Energie in Wärme umsetzt, das heißt, dissipiert, wird dabei durch einen Wirbelviskositätsansatz (eddy viscosity) mit den zeitlich gemittelten Geschwindigkeiten der Strömung verknüpft. Bei der Berechnung mit LES müssen die zeitabhängigen Navier-Stokes-Gleichungen gelöst werden. Der Zeitaufwand ist daher sehr viel größer als bei der Verwendung von z. B. k - ϵ -Modellen.

2.2.2 Grenzen

Die o.a. Anmerkungen behandeln Annahmen, die eine numerische Berechnung turbulenter Strömungen erst ermöglichen. Dies sind also *grundsätzliche* Fragestellungen, welche die Aussagegenauigkeit numerischer Lösungen betreffen. Zusätzlich ergeben sich Schwierigkeiten bei der Umsetzung der vorerwähnten Verfahren in die Praxis. Beispiele hierfür sind die numerische Generierung komplexer Baukörperformen und die Generierung eines *sinnvollen* Gitternetzes zur Berechnung des Strömungsfeldes. Bei der numerischen Lösung der Differenzialgleichungen werden die Differenzialausdrücke durch Differenzenausdrücke angenähert. Dieser Vorgang wird als Diskretisierung bezeichnet. Die hierbei auftretenden Diskretisierungsfehler sind abhängig vom Abstand der einzelnen Gitterpunkte. In Gebieten großer Gradienten der zu berechnenden Strömungsgrößen muss mit sehr engen Gittern gerechnet werden. Mit der Anzahl der gewählten Gitterpunkte nimmt die Rechenzeit zu.

Da die Bewegungsgleichungen nichtlineare Differenzialgleichungen sind, erfolgt die Lösung der diskreten Differenzengleichungen iterativ. Die Genauigkeit der Ergebnisse hängt daher auch vom verwendeten Lösungsverfahren ab. Wegen der unterschiedlichen Diskretisierungsmöglichkeiten und Lö-

sungsverfahren sind die numerischen Lösungen nicht eindeutig definiert. Eine gute Diskretisierung und eine hohe Zahl von Gitterpunkten verbessert in der Regel die Genauigkeit des Ergebnisses. Andererseits führt dies zu einem hohen Rechenaufwand.

Die Euphorie, dass CFD-Modelle experimentelle Untersuchungen im Bereich der Windtechnologie ersetzen könnten, ist Vergangenheit. Diese optimistische Erwartung war, wie erwähnt, bedingt durch die großen Erfolge bei der Anwendung von CFD-Modellen bei der Entwicklung von Tragflügelgeometrien für den hohen Unterschallbereich und bei der Optimierung von Strömungsmaschinen. Nach Prandtl [6] lässt sich das Strömungsfeld um Profile in die reibungsbehaftete, sehr dünne Grenzschicht und einen nahezu reibungslosen Bereich außerhalb der Grenzschicht einteilen (**Abb. 1**). Beide Strömungsbereiche können in sehr guter Näherung getrennt behandelt werden. Die Prandtl'schen Überlegungen, die zu den so genannten Grenzschichtgleichungen führten, werden insbesondere durch die Turbulenzmodellierung mit dem k - ϵ -Modell aufgenommen. Die CFD-Modelle sind hier die numerische Lösung eines physikalisch begründeten Sachverhaltes.

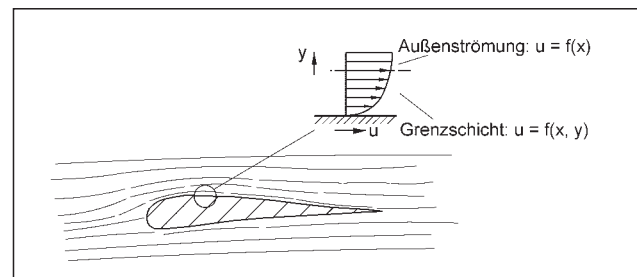


Abb. 1: Schematische Darstellung der Umströmung eines Tragflügelprofils

Die frühen Erfolge der CFD-Anwendung führten in den 80er Jahren des vergangenen Jahrhunderts zu der häufig geäußerten Ansicht, dass auch im Bereich der Windtechnologie numerische Verfahren Windkanalanwendungen ablösen können. Keine 15 Jahre später, anlässlich der 11. International Conference on Wind Engineering (2003), ist bei den Anwendern von CFD-Modellen im Bereich der Windtechnologie Ernüchterung eingetreten: Eine verlässliche Berechnung des Strömungsfeldes um realistische Baukörperstrukturen wäre erst in ferner Zukunft – mit einem Zeithorizont von 30 Jahren – möglich.

Baukörper sind überwiegend scharfkantige, quaderförmige Körper oder lassen sich aus diesen zusammensetzen. Das Strömungsfeld um quaderförmige Baukörper (**Abb. 2**) unterscheidet sich drastisch von der Umströmung eines Tragflügelprofils. Es wird geprägt durch abgelöste Strömungen, in denen sich freie Scherschichten entwickeln können. Ablöste

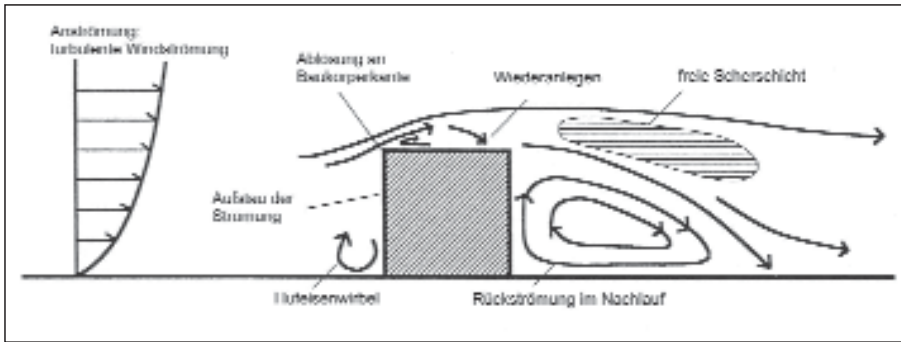


Abb. 2: Schematische Darstellung der Umströmung eines frei angeströmten Kubus

Strömungen sind nicht stationär. Hier kommt es vielmehr zu Wirbelablösungen, wobei die Abmessungen der Wirbel vergleichsweise klein sind. Die Wirbelabmessungen im Nachlauf sind größer. Diese unterschiedlich skaligen Wirbel (Turbulenzen) interferieren mit den großen Turbulenzballen der Windanströmung. Der Vergleich von **Abb. 1** mit **Abb. 2** verdeutlicht, dass zur Berechnung des Strömungsfeldes um Baukörper andere numerische Verfahren eingesetzt werden müssen als in der Luftfahrttechnik.

Am ehesten geeignet zur Berechnung von Windströmungen scheint die LES-Technik zu sein. Für frei stehende Gebäude wurden bereits gute Übereinstimmungen der zeitlich gemittelten Strömungsfelder mit Experimenten erreicht (z. B. [7]). Allerdings sind die Übereinstimmungen bei schwankenden Größen (Geschwindigkeit und Druck) in Ablösebereichen noch deutlich geringer. Berücksichtigt man die erforderlichen Rechenzeiten, so sind zurzeit numerische Verfahren zur Bestimmung der Druckverteilung – zeitliche Mittelwerte und Druckschwankungen – an Gebäuden selbst für einfache Geometrien von frei stehenden Gebäuden Windkanaluntersuchungen unterlegen. Bei komplexen Gebäudegeometrien und bei Gebäuden in bebautem Gebiet werden CFD-Studien von seriösen Windingenieuren nicht durchgeführt.

2.3 Experimentelle Bestimmung von Strömungsfeldern

2.3.1 Randbedingungen

Der Windkanal kann mit einem Analogrechner verglichen werden. Die Nutzung von Analogrechnern – und Windkanälen – unterliegt selbstverständlich auch Randbedingungen, um die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf die Wirklichkeit sicherzustellen. Diese Randbedingungen werden in der Ähnlichkeitsmechanik (siehe z. B. [2]) beschrieben. Im Sinne der Ähnlichkeitsmechanik sind *ähnliche* Strömungsfelder im Modell und in der Natur dann gegeben, wenn

die Stromlinienverläufe unter Beachtung des Modellmaßstabes in Deckung gebracht werden können. Voraussetzung hierfür ist, dass die an den bewegten Luftpartikeln angreifenden, maßgeblichen Kräfte im Modell und in der Natur im gleichen Verhältnis zueinander stehen. Dies ist schematisch in **Abb. 3** für den Fall dargestellt, dass die Bewegung der Luftpartikel im Wesentlichen durch

Trägheits- und Reibungskräfte bestimmt wird. Das Verhältnis dieser beiden Kräfte wird durch die Reynolds-Zahl Re gegeben:

$$Re = \frac{u \cdot L}{\nu} = \frac{\text{Trägheitskraft}}{\text{Reibungskraft}} \quad (3)$$

mit u = charakteristische Geschwindigkeit, L = charakteristische Länge und ν = kinematische Zähigkeit.

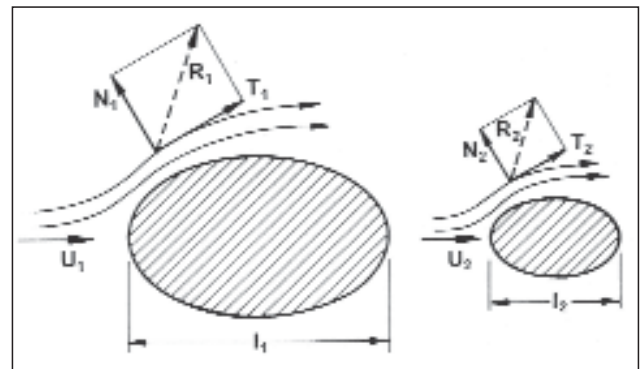


Abb. 3: Schematische Darstellung der Umströmung geometrisch ähnlicher Körper (T = Tangentialkräfte, N = Normalkräfte, R = resultierende Kräfte)

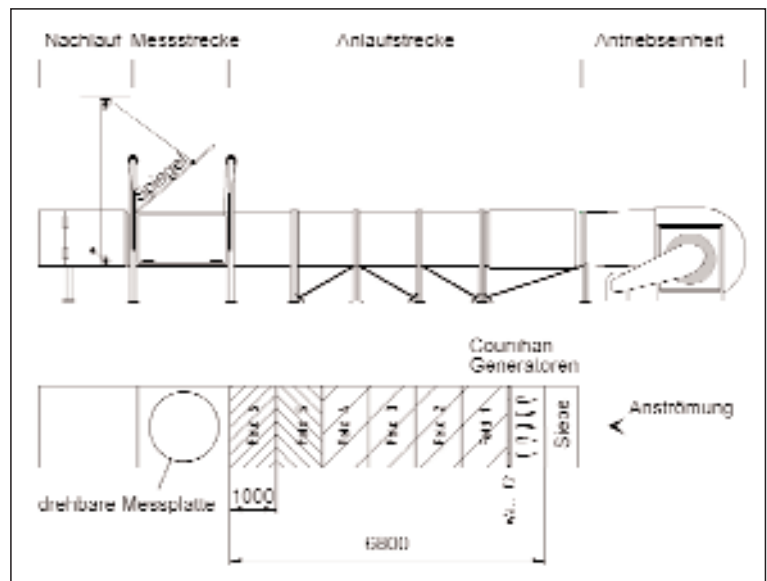


Abb. 4: Schematische Darstellung eines Grenzschicht-Windkanal (Beispiel: kleiner I.F.I.-Grenzschicht-Windkanal)

Bei der Betrachtung von Windströmungsfeldern ist ferner erforderlich, dass die atmosphärische Windströmung bei den Windkanaluntersuchungen modellähnlich nachgestellt wird. Die atmosphärische Windströmung zeichnet sich durch folgende Eigenschaften aus:

- Die zeitlich gemittelte Windgeschwindigkeit nimmt mit der Höhe über Grund zu.
- Die Turbulenzintensität, d. h. die Energie der Geschwindigkeitsschwankungen, hat in Bodennähe ein Maximum und nimmt mit der Höhe über Grund ab.
- Der Grundwindströmung, entsprechend der zeitlich gemittelten Windgeschwindigkeit, sind Turbulenzballen überlagert, die sich mit einer anderen Geschwindigkeit fortbewegen. Durch die Oberflächenrauigkeit werden ständig neue Turbulenzballen gebildet, welche in kleinere Ballen zerfallen und am Ende der so genannten Turbulenzkaskade durch Reibwirkung dissipieren.

Die modellähnliche Simulation der atmosphärischen Windströmung erfolgt in so genannten Grenzschichtwindkanälen. **Abb. 4** zeigt eine schematische Darstellung des kleinen I.F.I.-Grenzschichtwindkanals. Die Struktur der atmosphärischen Windströmung wird durch Turbulenzgeneratoren am Anfang der Anlaufstrecke und durch geeignete Bodenrauigkeiten in der Anlaufstrecke erzeugt.

Abb. 5 und **Abb. 6** zeigen einen Vergleich der im I.F.I.-Grenzschichtwindkanal gemessenen Profile der zeitlich gemittelten Windgeschwindigkeit und der longitudinalen Turbulenzintensität für einen typischen Modellmaßstab $M = 1:350$ im Vergleich mit Angaben aus der Literatur [8].

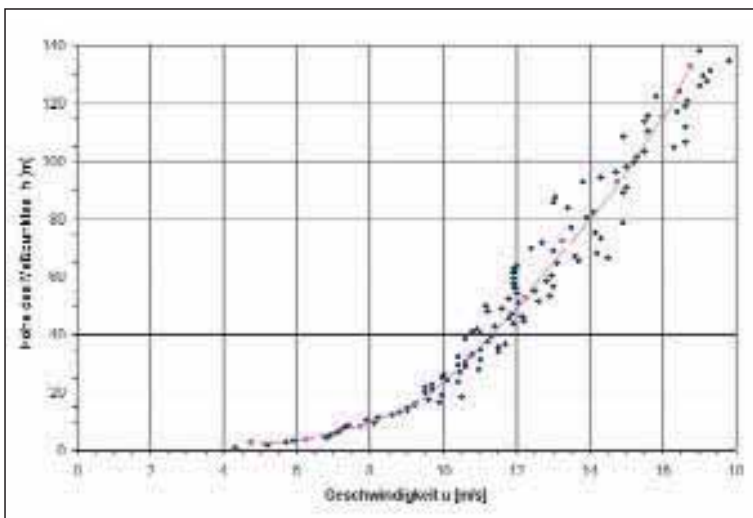


Abb. 5: Profil der zeitlich gemittelten Geschwindigkeit für eine städtische Bebauung und Modellmaßstab $M = 1:350$ (gemessen im kleinen I.F.I.-Grenzschicht-Windkanal)

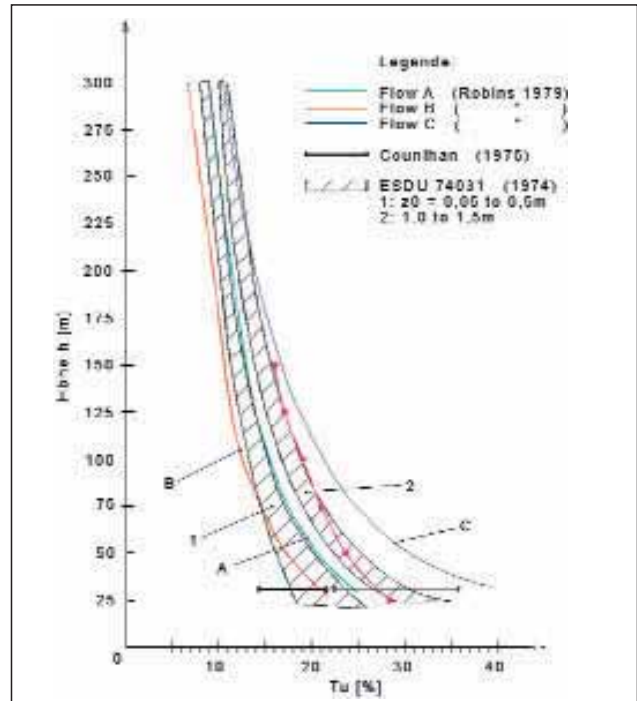


Abb. 6: Profil der longitudinalen Turbulenzintensität für die Grenzschicht gemäß Abb. 5 und Vergleich mit Angaben der Literatur (entnommen [8])

2.3.2 Grenzen

Wie erwähnt, wird durch die Reynolds-Zahl das Verhältnis von Trägheits- zu Reibungskräften wiedergegeben. Dieses Kräfteverhältnis ist wichtig bei der Modellierung von Strömungsablösungen an so genannten Rundlingen, z. B. kreiszylindrischen Baukörpern. Die Lage der Ablöselinie, und somit die aerodynamische Kraft, hängt von der Reynolds-Zahl ab. **Abb. 7** zeigt den Zusammenhang zwischen Widerstandsbeiwert c_w und Reynolds-Zahl Re . Der Widerstandsbeiwert ändert sich nahezu sprunghaft bei Erreichen der kritischen Reynolds-Zahl $Re_{krit} \approx 3 \cdot 10^5$. Bei unterkritischer Reynolds-Zahl überwiegt die Reibwirkung, die Strömungsablösung erfolgt stromauf der Zylinderflanke. Bei kritischer Reynolds-Zahl überwiegen die Trägheitskräfte, die Strömungsablösung erfolgt stromab der Flanke. Im transkritischen Bereich ($Re > 3 \cdot 10^6$) verschiebt sich die Ablöselinie trägheitsbedingt nach vorne, was zu einem Anstieg des Widerstandsbeiwertes führt. Die Diskrepanz des c_w -Wertes im transkritischen Bereich zwischen Windkanalmessungen und Naturmessungen ist vermutlich durch die höhere Strömungsturbulenz der Windströmung bedingt.

Bei scharfkantigen Baukörpern ist die Ablöselinie durch die Körperkanten vorge-

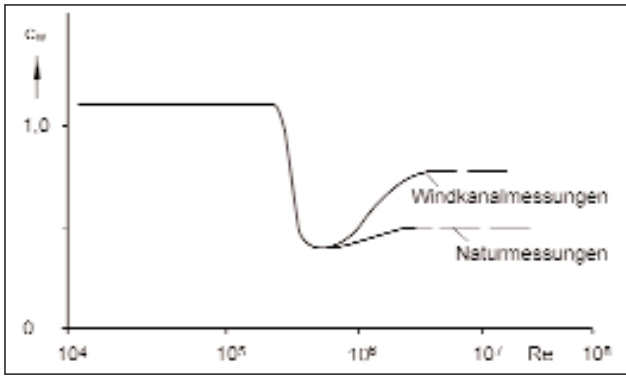


Abb. 7: Widerstandsbeiwert c_w in Abhängigkeit von der Reynoldszahl Re für die Umströmung eines Kreiszyllinders und Erläuterung der Strömungsablösung

geben. Man spricht hier von Reynolds-Zahl-unempfindlichen Baukörperperformen. Die meisten Baukörper sind scharfkantig. Die Einhaltung der Reynolds'schen Ähnlichkeit ist dann durch die Ablösung an den Baukörperkanten vorgegeben. Auf die Modellierung der Strömungsfelder um Baukörper mit gerundeten Kanten wird in Abschnitt 3.1 näher eingegangen.

3 Anwendungen und Fallbeispiele

3.1 Windlasten

3.1.1 Numerische Berechnung der Druckverteilung an einem gerundeten Baukörper

Für ein lang gestrecktes Gebäude der Höhe ca. 36 m wurde die windbedingte Druckverteilung mittels CFD berechnet. Zur Überprüfung der Anwend-

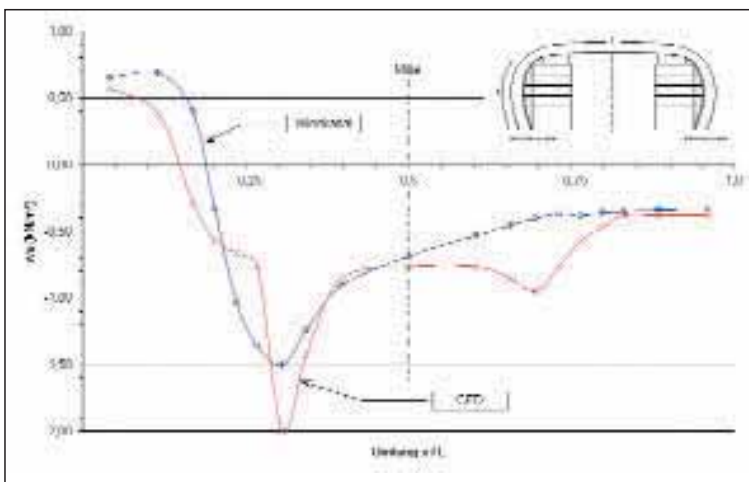


Abb. 8: Vergleich der gemessenen ($Re_{sim} = 4 \cdot 10^7$) und gerechnete lokale Windlasten für ein lang gestrecktes Bauwerk mit gerundetem Querschnitt

barkeit der gerechneten Druckverteilung wurde von der I.F.I. GmbH an einem 1:500-Modell dieses Bauwerks die Winddruckverteilung im Grenzschichtwindkanal experimentell bestimmt. **Abb. 8** zeigt die Ergebnisse für Windrichtung senkrecht zur Längsachse des Gebäudes im Vergleich. Aufgetragen ist die örtliche Windlast w über der Abwicklung x/L des Gebäudequerschnittes. Die Windlast w wurde durch Multiplikation der gerechneten bzw. gemessenen Druckbeiwerte mit dem Bemessungsstaudruck für den Standort ermittelt. Die Reynolds-Zahl der Natur, bezogen auf den im Krümmungsbereich eingeschriebenen Zylinder, beträgt $Re_N = 7 \cdot 10^7$. Das Windkanalmodell wurde gemäß den Angaben von Szechenyi [8] mit Rauigkeiten versehen, um eine Druckverteilung an einem Kreiszyllinder entsprechend dieser Reynolds-Zahl zu erzielen.

Die Druckverteilung der numerischen Studie unterschätzt die Druckbelastung auf der Luvseite, überschätzt die maximale Sogbelastung im Krümmungsbereich zwischen Fassade und Dachfläche und überschätzt die Sogbelastung in weiten Bereichen der Dachfläche und der Leeseite. Physikalisch nicht erklärlich ist die Druckabsenkung im leeseitigen Krümmungsbereich für die numerisch bestimmte Lastverteilung.

Der in **Abb. 8** dargestellte Baukörper ist einer numerischen Berechnung des Windes bedingten Strömungsfeldes noch vergleichsweise gut zugänglich. Strömungsablösungen sind nur an der leeseitigen Krümmung zu erwarten. Für nicht abgelöste Strömungen sind, wie in Abschnitt 2.2 erläutert, die üblichen Turbulenzmodellierungen besser geeignet als für abgelöste Strömungen. Allerdings ergeben sich auch für diese vergleichsweise günstige Baukörperform deutliche Abweichungen der numerischen Berechnung im Vergleich zu den realistischeren Windlasten, wie sie in einem Windkanalversuch bestimmt wurden. Bei der Bestimmung der lokalen Windbelastung scharfkantiger Baukörper treten die größten Soglasten im Kantenbereich der abgelösten Strömung auf. Dort sind der zeitliche Mittelwert und der Schwankungsanteil der Sogbelastung im Allgemeinen von gleicher Größenordnung. Die zurzeit verfügbaren CFD-Modelle sind nicht in der Lage, die Druckschwankungen auch nur näherungsweise richtig zu erfassen. Hieran wird sich selbst nach Aussage anerkannter Strömungsnumeriker auch in den nächsten Jahrzehnten nichts Grundlegendes ändern. Die Bestimmung der Windbelastung an Baukörpern mit großen Ablösegebieten anhand einer CFD-Berechnung ist daher zurzeit und in absehbarer Zukunft nicht möglich.

3.1.2 Experimentelle Bestimmung der Druckverteilung an einem zylindrischen Baukörper

Für ein Hochhaus der Höhe $h \approx 200$ m mit weitgehend zylindrischem Durchmesser wurde in einem Hochschulinstitut (nicht bei der I.F.I. GmbH!) an einem Modell im Maßstab $M = 1:300$ die Druckverteilung gemessen. Die Windkanalstudie wurde bei Simulation der Geschwindigkeits- und Turbulenzintensitätsprofile entsprechend einer städtischen Bebauung durchgeführt. Die Reynolds-Zahl der Großausführung betrug für den relevanten Zylinderdurchmesser $d = 34$ m

$$Re_G = 10^8.$$

Im Modellversuch wurde eine Reynolds-Zahl

$$Re_M \approx 3 \cdot 10^5$$

erreicht. Die Untersuchungen wurden an einem glatten Gebäudemodell, also ohne Reynolds-Zahl-Simulation, durchgeführt. **Abb. 9** zeigt die Druckverteilung in Abhängigkeit vom Umfangswinkel. Zum Vergleich wurde in das Diagramm die Druckverteilung gemäß E DIN 1055-4 für die größte dort angegebene Reynolds-Zahl $Re = 10^7$ und für eine nach Szechenyi [9] simulierte Reynolds-Zahl $Re_{sim} = 4 \cdot 10^7$ eingetragen. Die Messung gemäß der simulierten Reynolds-Zahl ist einer früheren Studie des Autors zur Bestimmung der Windbelastung von Stahlkaminen bei hohen Reynolds-Zahlen entnommen [10]. Angegeben sind ferner die den drei Druckverteilungen entsprechenden Widerstandsbeiwerte c_w .

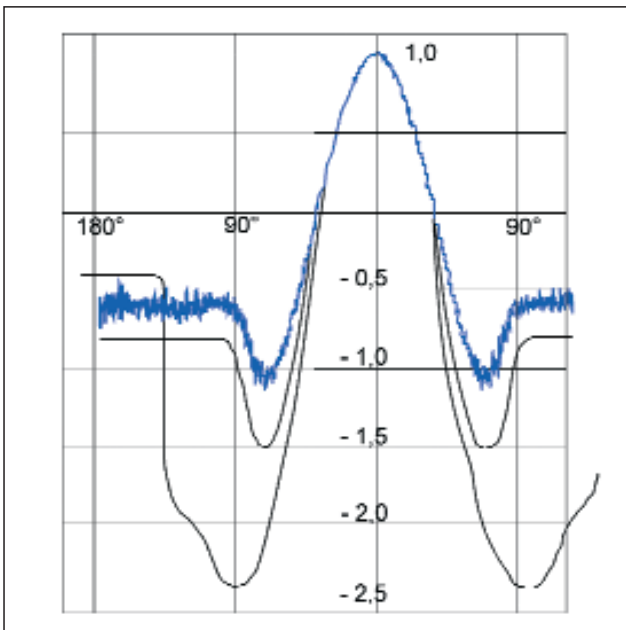


Abb. 9: Vergleich der Verteilungen der zeitlich gemittelten Druckbeiwerte und Widerstandsbeiwerte bei der Umströmung eines zylindrischen Hochhauses für unterschiedliche Re-Zahlungen

Vergleicht man die aus den vom Autor unter Beachtung der Reynolds-Zahl-Simulation gemessenen Druckverläufe mit den – nicht bei der I.F.I. GmbH – unter Missachtung des Reynolds-Zahl-Einflusses durchgeführten Messungen, so zeigt sich, dass

- die Globallast deutlich (um einen Faktor 1,85) unterschätzt wird und
- die maximale lokale Sogbelastung, welche für die Dimensionierung der Fassadenpaneele ausschlaggebend ist, deutlich (um einen Faktor 2,4) überschätzt wird.

3.2 Rauchableitung

3.2.1 Physikalische Modellvorstellung

Flucht- und Rettungswege müssen im Brandfall über einen hinreichend langen Zeitraum nutzbar bleiben. Notwendige Bedingung hierfür ist, diese Bereiche raucharm zu halten. Zum Nachweis der Raucharmheit stehen die folgenden Verfahren zur Verfügung:

- Zonenmodelle,
- Feldmodelle (CFD),
- physikalische Modelle.

Bei einem Brand entsteht eine große Wärme-freisetzung. Typische Werte sind $\dot{Q} = 1$ MW bis 10 MW. Infolge Thermikwirkung steigt das Brandgas über dem Brandherd nach oben. Die Strömung über dem Brand entspricht einem Auftriebsstrahl und wird im Brandschriftum als Plume-Strömung bezeichnet. Im Auftriebsstrahl wird Umgebungsluft in die Brandgasströmung eingemischt. Die warmen oder heißen Rauchgase (= Brandgase + eingemischte Umgebungsluft) sammeln sich im Deckenbereich. Dies führt zu einer gewollten Schichtung von Rauchgas (oben) und raucharmer Umgebungsluft (unten). Wird das Rauchgas über natürlich wirkende Rauchabzugsgeräte (NRG) vom Brandraum abgeleitet, so muss aus Kontinuitätsgründen dem Brandraum Luft von außen zuströmen.

Zonenmodelle beruhen auf der Lösung der Erhaltungssätze für Masse (Kontinuitätsgleichung) und Energie (Energiegleichung). Strömungstechnische Belange können lediglich durch die Angabe von Verlustbeiwerten an den Zuluft- und Entrauchungsflächen berücksichtigt werden. Da die Bewegungsgleichungen in Zonenmodellen nicht enthalten sind, können Strömungsvorgänge außerhalb des Plumes nicht erfasst und dargestellt werden.

In deutschen Fachkreisen werden die Grenzen bzw. die Stärken und Schwächen der verschiedenen

Nachweismethoden zurzeit sehr kontrovers diskutiert [11], [12] und [13]. Zur Klärung strittiger Fragen wurde von der Vereinigung zur Förderung des deutschen Brandschutzes (vfdb) die ad-hoc-2-Gruppe im Referat 15 gebildet, welche eine Richtlinie zur Anwendbarkeit der verschiedenen Methoden erarbeiten soll.

Alle nationalen und internationalen Bemessungsnormen zur Auslegung von Rauchabzugsanlagen berücksichtigen ausschließlich windstille Wettersituationen. Im moderaten Windklima Mitteleuropas tritt Windstille jedoch lediglich an ca. vier Prozent des Jahreszeitraumes auf. Bereits bei Windgeschwindigkeiten deutlich unter dem Jahresmittelwert der medianen Windgeschwindigkeit sind die windbedingten Druckdifferenzen zwischen Zuluftöffnung und Entrauchungsöffnung im Allgemeinen größer als die durch das Brandgeschehen induzierten, thermikbedingten Druckdifferenzen. Es ist daher unumgänglich, die Windwirkung bei der Rauchableitung zu berücksichtigen.

3.2.2 Windeinfluss

Vom Autor wurden in den vergangenen ca. zehn Jahren zahlreiche experimentelle Entrauchungsuntersuchungen und Abnahmeversuche mit realistischer Simulation des Brandgeschehens durchgeführt [14]. Bei der überwiegenden Mehrzahl der Untersuchungen zeigte sich, dass eine stabile Schichtung, welche für die Raucharmheit im Bodenbereich von ausschlaggebender Bedeutung ist, in deutlich größerem Maße von der Zuluftführung als von der Rauchableitung abhängt. Die Zuluftführung ihrerseits wird wesentlich durch die atmosphärische Windströmung beeinflusst. Eine numerische Simulation der windbedingten Druckverteilung unter besonderer Berücksichtigung der Druckschwankungen an den Zuluft- und Entrauchungsöffnungen ist, wie in Abschnitt 2.2 und Abschnitt 3.1 gezeigt wurde, zurzeit und in absehbarer Zukunft nicht möglich.

3.2.3 Ergebnisse einer Grundlagenstudie

Im Rahmen einer Grundlagenstudie wurden experimentelle und numerische Untersuchungen zur Seitenwandrauchung einfacher Gebäude, wie sie für Industriehallen typisch sind, durchgeführt. Die Ergebnisse sind in [15] veröffentlicht worden. Bei

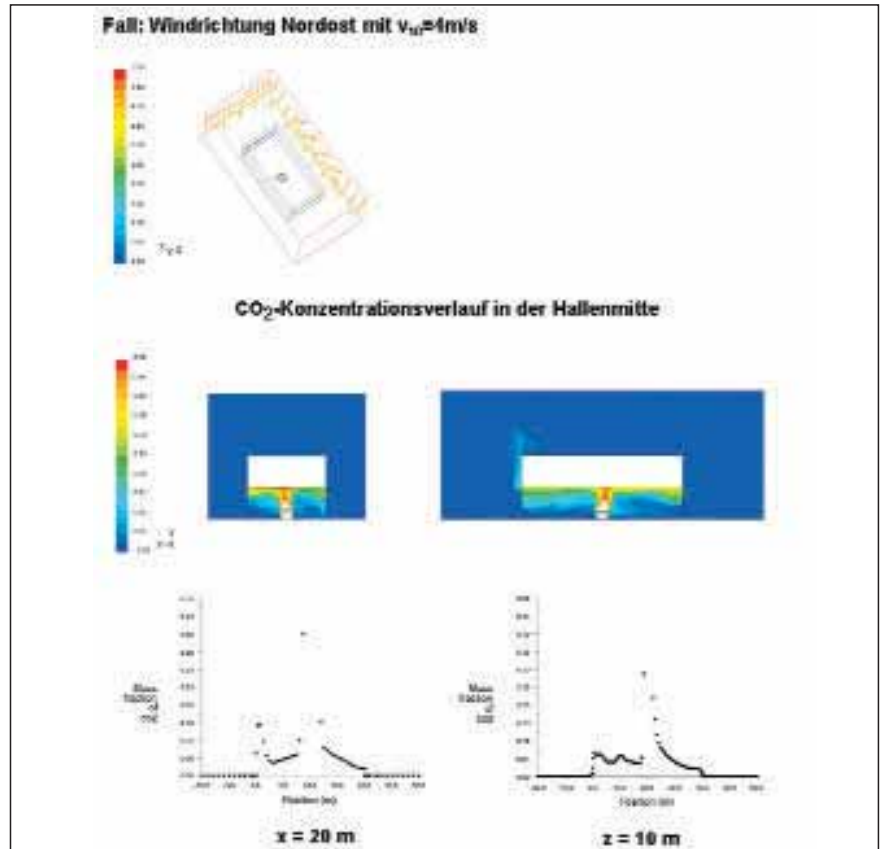


Abb. 10: Verdünnungsverhältnis C/C_0 für eine einschiffige, zweigeschossige Halle bei einem Brand im EG

den experimentellen Untersuchungen wurde die Archimedes-Ähnlichkeit eingehalten. Diese stellt sicher, dass die thermikbedingten Strömungsfelder im Brandraum im Modell und in der Natur ähnlich sind. Die Messungen erfolgten im großen I.F.I.-Grenzschichtwindkanal.

Für die numerischen Berechnungen wurde der CFD-Code Fluent eingesetzt. Zur Turbulenzmodellierung wurde ein Standard-k-ε-Modell verwendet. Das Untersuchungsgebiet wurde durch ein strukturiertes Gitter mit Hexaedern modelliert. Die Knotenzahl betrug bei einschiffigen, zweigeschossigen Gebäuden ca. 200.000, bei größeren Gebäuden ca. 500.000. Ein typisches Berechnungsergebnis zeigt **Abb. 10**. Dargestellt ist dort der Anteil der CO₂-Konzentration (= Verdünnungsverhältnis) in den Mittelschnitten im Untergeschoss einer zweigeschossigen Halle, deren Zuluft- und Entrauchungsöffnungen sich in der vom Wind abgewandten Schmalseite des Gebäudes befinden. Die Hallenabmessungen betragen 40 m × 20 m × 16 m, die Anströmgeschwindigkeit in 10 m Höhe (Standardhöhe der Windmesser meteorologischer Stationen) $v_{10} = 4 \text{ m/s}$. Dies entspricht für weite Teile der Bundesrepublik Deutschland der medianen Windgeschwindigkeit. Im Bodenbereich der Halle betragen die Verdünnungsfaktoren (Brandgaskonzentration im Rauchgaspolster/Brandgaskonzentration im Rauchgaspolster/Brandgaskonzentration)

tration im Flammenbereich) $V \approx 25 \div 30$. Aus den experimentellen Untersuchungen ergab sich ein Verdünnungsfaktor $V \approx 40$. Die Angaben der numerischen Studie liegen somit auf der sicheren Seite, führen jedoch bei der Auslegung von Entrauchungsmaßnahmen im betrachteten Fall zu einer Überdimensionierung der Entrauchungsöffnungen.

4 Schlussfolgerungen

1. Numerische Berechnungen der Druckverteilung an üblichen Baukörperformen sind zurzeit und in absehbarer Zukunft ungeeignet zur Bestimmung der globalen und lokalen Windlasten. Ein wesentlicher Grund hierfür ist, dass die verfügbaren Turbulenzmodelle nicht geeignet sind, Druckschwankungen in abgelöster Strömung mit der notwendigen Genauigkeit zu berechnen.

2. Bei der Beurteilung numerischer Verfahren zur Bestimmung des Strömungsfeldes um Baukörper ist zu beachten, dass die Standardturbulenzmodelle für anliegende Strömungen entwickelt wurden. Sie lassen sich nicht ohne weiteres auf abgelöste Strömungen, wie sie bei der Umströmung von Baukörpern üblich sind, anwenden.

3. Bei der experimentellen Bestimmung von Windlasten durch Windkanaluntersuchungen ist in die Umströmung von scharfkantigen Baukörpern und Rundlingen zu unterscheiden. Strömungstechnische Ähnlichkeit bei der Umströmung von scharfkantigen Körpern ist in herkömmlichen Grenzschichtwindkanälen

ohne Probleme zu erreichen. Bei der Behandlung von Rundlingen ist die Reynolds'sche Ähnlichkeit zu beachten. Diese lässt sich auch bei kleinen Modellen durch geeignete Aufrauung der Modelloberfläche sicherstellen. Dem Tragwerksplaner wird dringend empfohlen, auf eine Reynolds-Zahl-Simulation bei der experimentellen Bestimmung von Windlasten in Windkanälen zu achten.

4. Zum Nachweis der Raucharmheit stehen Zonenmodelle, Feldmodelle (CFD) und physikalische Modelle zur Verfügung.

a) Zonenmodelle sind nur bei einfachen Raumgeometrien und für den Fall, dass die Plume-Strömung dominant ist, geeignet, Aussagen zur Rauchableitung zu treffen. Der Grund hierfür ist, dass Zonenmodelle nicht die Bewegungsgleichungen der Strömungsmechanik enthalten.

b) Feldmodelle haben sich zur Berechnung der Rauchableitung insbesondere dann bewährt, wenn die äußere Windwirkung vernachlässigt werden kann. Die Qualität der Aussage hängt jedoch erheblich von der Anzahl der Gitterpunkte ab. Bei komplexen Raumgeometrien ist der finanzielle Aufwand bei der Durchführung von CFD-Studien im Allgemeinen höher als derjenige einer experimentellen Untersuchung.

c) Physikalische Modellierungen sind in der Lage, sowohl die Turbulenz der äußeren Windströmung als auch die Turbulenz der Raumströmung richtig zu modellieren. Sie bilden daher, bei entsprechender Ausführung der Modellwände, die beste – und kostengünstigste – Möglichkeit, Rauchableitungsuntersuchungen durchzuführen.

Literatur

[1] Leschziner, M.A. (1992): Computational modelling of complex turbulent flow-expectations, reality and prospects, JWEIA 46 & 47, 37-51

[2] Schlichting, H. und Gersten, K. (1997): Grenzschicht-Theorie, Springer Verlag

[3] Boussinesq, J. (1872): Essai sur la theorie des eaux courantes, Memoires Acad. des Sciences, Vol. 23, No. 1

[4] Prandtl, L. (1925): Bericht über Untersuchungen zur ausgebildeten Turbulenz, ZAMM, Bd. 5

[5] Prandtl, L. (1945): Über ein neues Formelsystem für die ausgebildete Turbulenz, Nachr. Akad. Wiss. Göttingen, Math. Phys. Klasse 6-19

[6] Prandtl, L. (1904): Über Flüssigkeitsbewegung bei sehr kleiner Reibung, Verhandlung III, Intern. Math. Kongr. Heidelberg, 484-491

[7] Tominaga, Y., Murakami, S., Mochida, A. (1997): CFD prediction of gaseous diffusion around a cubic model using a dynamic mixed SGS model based on composite grid technique, JWEIA 67 & 68, 827-841

[8] Plate, E., Ed. (1982): Engineering meteorology, Elsevier Publishing Company

[9] Szechenyi, E. (1975): Supercritical Reynolds Number Simulation for Two-Dimensional Flow Over Circular Cylinders, Journal of Fluid Mechanics, 70, 3, 529-542

[10] Gerhardt, H. J. und Kramer, C. (1981): Interference effects for groups of stacks, JWEIA 8, 195-202

[11] Schneider, U. und Seifert, U. (2003): Aspekte der experimentellen Brandmodellierung, vfdb-Zeitschrift 2/2003, 43-58

[12] Wilk, E. und Kotthoff, I. (2001): Modellversuche zur Lösung brand- und rauchschutztechnischer Probleme, vfdb-Zeitschrift 1/2001, 18-28

[13] Gerhardt, H. J. (2001): Entrauchungsnachweise – Kritische Diskussion von Methoden des Brandschutzingenieurwesens, vfdb-Zeitschrift 3/2001, 99-104

[14] Gerhardt, H. J. und Schönwald, J. (2002): Eine neue Brand-simulationsvorrichtung, vfdb-Zeitschrift 3/2002, 91-93

[15] Gerhardt, H. J. und Schwarz, M. (2003): Entrauchung über Seitenwände, vfdb-Zeitschrift 1/2003, 25-35

Schnittgrößen in Isolierverglasungen

Eine einfache Lösung für das Koppelproblem zwischen belasteter und abliegender Scheibe

Der Arbeitskreis Glasbau des Bauüberwachungsvereins (BÜV e.V.) hat im Februar 2001 mit der Erarbeitung der „BÜV-Empfehlung für die Bemessung und Konstruktion von Glas im Bauwesen“ einen wesentlichen Beitrag zur Weiterentwicklung des konstruktiven Glasbaus geleistet und mit der Veröffentlichung im Prüflingenieur (April 2002) eine lebhafte Diskussion in der Fachöffentlichkeit hervorgerufen, die schließlich auf Initiative des Arbeitskreises in den Normenausschuss NABau 09.02.00 „Bemessungs- und Konstruktionsregeln für Bauprodukte aus Glas“ mündete. Mehrere Mitglieder des BÜV-Arbeitskreises sind nunmehr Mitglieder des oben genannten Normenausschusses. In Bälde ist ein erster zusammenhängender Normentwurf zu erwarten. Dieser soll dann im BÜV-Arbeitskreis diskutiert werden, um die Erfahrungen der Prüflingenieure einzubringen. Zur praktischen und einfachen Bemessung von Schnittgrößen in Isolierverglasungen erreichte den Arbeitskreis Glasbau der nachfolgende Aufsatz, der insbesondere das Koppelproblem zwischen unmittelbar belasteter Scheibe und abliegender Scheibe behandelt.

Dr.-Ing. Karl Morgen

Vorbemerkung

In den „Technischen Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Verglasungen“ (Fassung September 1998) sind die Anwendungsbedingungen und Nachweisverfahren für Isolierverglasungen beschrieben.

Das dargestellte Berechnungsverfahren beschränkt sich jedoch auf ebene, rechteckige Scheiben unter Flächen- und Klimlasten.

Zunehmend kommt heute jedoch Isolierverglasung als großflächige Überkopf- und Vertikalverglasung zum Einsatz, wobei die Scheiben häufig kein Rechteckformat haben, nicht linienförmig gelagert und manchmal sogar gekrümmt sind.

Außerdem hat man es mit unterschiedlichsten Belastungen zu tun, z.B. Mannlasten für betretbare Gläser, Holmlasten für absturzsichernde Verglasung, nicht konstante Flächenlasten für Schneeanhäufungen usw..

Isolierverglasung besteht aus mindestens zwei längs der Ränder miteinander gasdicht verbundenen Einzelscheiben. Das in dem Scheibenzwischenraum (SZR) eingeschlossene Gas (Luft) hat zum Zeitpunkt der Herstellung der Verglasung die gleichen Eigenschaften wie die Atmosphäre der Umgebung (Luftdruck und Lufttemperatur). Daraus folgt, dass die Scheiben bei stehender Fertigung ohne Momentenbeanspruchung sind.

Jede Veränderung dieses Ausgangszustandes (Belastung der Scheiben durch ihr Eigengewicht, Schnee, Wind, Mannlast usw., sowie Veränderungen des atmosphärischen Luftdrucks oder der Gastemperatur im SZR) führt zu einer Momentenbeanspruchung in den einzelnen Scheiben.

Folglich stellt sich die Frage, wie sich der Koppelungseffekt der Einzelscheiben, hervorgerufen durch das eingeschlossene Gasvolumen, bemerkbar macht.

Es soll hier ein Rechenmodell für beliebige (auch gekrümmte) Scheibenformate, sowie für beliebige Lagerungen und Belastungen vorgestellt werden. Dazu wird ein konventioneller Ansatz gewählt, der sich an der Vorgehensweise des Kraftgrößenverfahrens orientiert.

Die statisch Unbestimmte ist dabei der gesuchte Scheibeninnendruck. Die zu erfüllende Bedingung wird durch die allgemeine Zustandsgleichung für Gase beschrieben.

Durch die Definition von zutreffenden mechanischen Eigenschaften kann auch die Dehnung im Randverbund berücksichtigt werden. Nach Auskunft der Hersteller ist dieser allerdings extrem klein und in den meisten Fällen sicher vernachlässigbar.

Allgemeine Betrachtungen

Das im Scheibenzwischenraum (SZR) eingeschlossene Gas (Luft) gehorcht der allgemeinen Zustandsgleichung für Gase:

$$p \cdot V / T = \text{const}$$

mit p = Luftdruck im SZR

V = Luftvolumen im SZR

T = absolute Lufttemperatur im SZR

Daraus folgt:

$$p_0 \cdot V_0 / T_0 = p_1 \cdot V_1 / T_1$$

mit Index 0: für den Herstellungszeitpunkt
Index 1: nach Lasteinwirkung bzw. Klimaveränderung

Mit $p_1 = p_0 + \Delta p$
und $V_1 = V_0 + V_Q + \Delta p \cdot \Sigma V_{\Delta p = 1}$

folgt: $p_0 \cdot V_0 \cdot T_1 / T_0 = (p_0 + \Delta p) \cdot (V_0 + V_Q + \Delta p \cdot \Sigma V_{\Delta p = 1})$

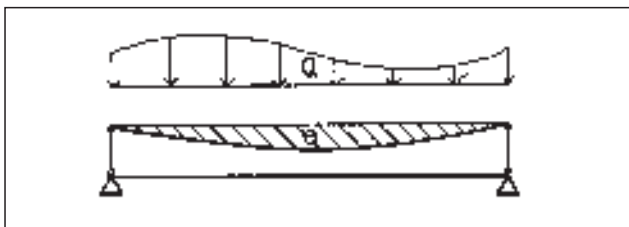
Hierbei bedeuten:

Δp : Gesuchter Differenzdruck im SZR (statisch Unbestimmte)

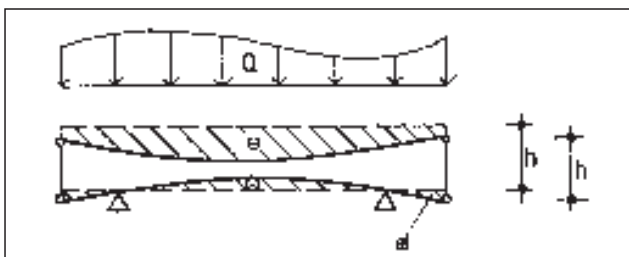
V_Q : Volumen der Verformungsfigur infolge einer beliebigen externen Belastung.

Die Ermittlung erfolgt am statischen Grundsystem, d.h. die mechanische Kopplung des Randverbundes bleibt erhalten, aber das Gas kann entweichen.

Linienförmige Lagerung

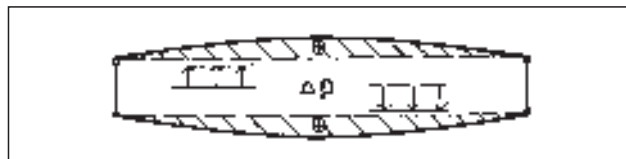


Punktförmige Lagerung

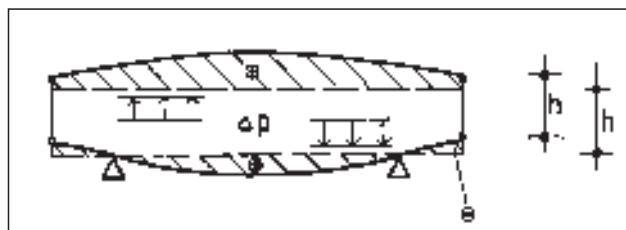


$\Sigma V_{\Delta p = 1}$: Volumen der Verformungsfigur infolge eines Differenzdrucks $\Delta p = 1$

Linienförmige Lagerung



Punktförmige Lagerung



Folgende Vorzeichenregelung wird vereinbart:

Druckerhöhung = positiv
Volumenvergrößerung = positiv

Die Flächenintegrale V_Q und $V_{\Delta p = 1}$ sind durch numerische Integration der Verformungsfiguren mit Hilfe gängiger FE-Programme leicht zu ermitteln.

Setzt man zur Vereinfachung der Gleichung die jetzt bekannten Werte

und $(V_0 + V_Q) = V_2$
 $\Sigma V_{\Delta p = 1} = V_3$

erhält man: $p_0 \cdot V_0 \cdot T_1 / T_0 = (p_0 + \Delta p) \cdot (V_2 + \Delta p \cdot V_3)$

Die Auflösung nach dem gesuchten Innen-
druck Δp führt zu folgender allgemeiner Gleichung:

$$\Delta p = - \frac{V_2 + p_0 \cdot V_3}{2 \cdot V_3} + \sqrt{\left(\frac{V_2 + p_0 \cdot V_3}{2 \cdot V_3} \right)^2 - \frac{p_0}{V_3} \cdot \left(V_2 - V_0 \frac{T_1}{T_0} \right)}$$

Praktische Anwendung

Für den Lastfall „externe Belastung“ erhält man mit

$p_0 = 100 \text{ kN/m}^2$ (mittlerer atmosphärischer Luftdruck)

$T_1 / T_0 = 1$

und den bekannten Volumina V_0 , V_2 und V_3 den zugehörigen Differenzdruck Δp .

Für den Lastfall „Klimalasten“ kann der Differenzdruck Δp infolge Änderung des meteorologischen Luftdrucks und der Ortshöhe einerseits, und infolge Temperaturänderung im SZR andererseits, jetzt exakter ermittelt werden (siehe hierzu **Abb. 2 b**). In den „Technischen Regeln“ sind diese beiden Einflüsse vereinfachend zusammengefasst, obwohl sie im SZR Druckänderungen mit ungleichen Vorzeichen hervorrufen.

Eine Änderung des umgebenden Luftdrucks wird als externe Belastung q_0 definiert:
 $q_0 = \Delta p_{\text{met}} - 0,012 \Delta H$

Eine Änderung der Temperatur im SZR fließt über den Quotienten T_1/T_0 direkt in die Gleichung ein, wobei die absolute Temperatur einzusetzen ist:

$$T [\text{K}] = t [^\circ\text{C}] + 273,15$$

Dieser Ansatz ließe sich bei linienförmiger Lagerung auch auf eine Isolierverglasung aus drei Einzelscheiben und zwei Luftschichten anwenden. Dies würde dann ein Rechnen mit einem statisch unbe-

stimmten Grundsystem bedeuten, um den Vergleich zum Kraftgrößenverfahren nochmals zu bemühen.

Lösung eines Sonderfalles

Für den häufig vorkommenden Lastfall „Mannlast auf Rechteckscheibe“ bei allseitiger Lagerung ist der Differenzdruck Δp über die Volumina V_Q und $V_{\Delta p=1}$ relativ einfach zu bestimmen.

Man kann zeigen, dass das Volumen der Verformungsfigur infolge einer bestimmten Last auch wie folgt beschrieben werden kann:

$$V = \alpha \cdot \max f \cdot l_x \cdot l_y$$

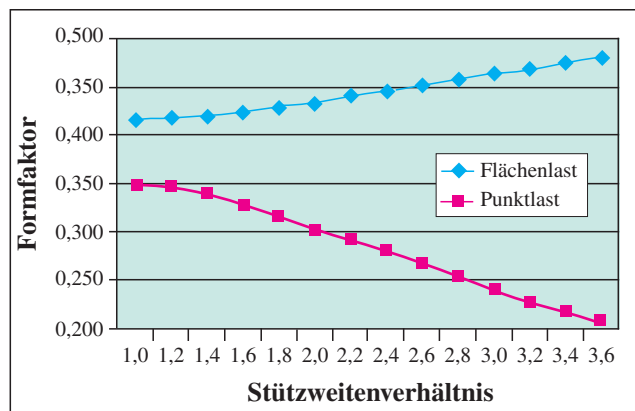
Der Faktor α , mit dem das Produkt aus Durchbiegung in Feldmitte und Plattenfläche zu multiplizieren ist, hängt nur vom Verhältnis l_x/l_y ab.

Die Formfaktoren α für eine Einzellast in Feldmitte und für eine Flächengleichlast sind in **Abb. 1** ausgewertet.

Da der Wert „max f“ für den statischen Nachweis ohnehin ermittelt werden muss, ist die Berech-

Volumen der Verformungsfigur vierseitig gelagerter Platten unter Punkt- und Flächenlasten

| Referenzmodell | | $= l_x/l_y$ | Formfaktor | |
|----------------|------------|-------------|------------|------------|
| l_x [mm] | l_y [mm] | | α_q | α_Q |
| 1000 | 1000 | 1,0 | 0,417 | 0,350 |
| | | 1,1 | 0,418 | 0,349 |
| 1200 | 1000 | 1,2 | 0,419 | 0,347 |
| | | 1,3 | 0,420 | 0,344 |
| 1400 | 1000 | 1,4 | 0,421 | 0,341 |
| | | 1,5 | 0,423 | 0,336 |
| 1600 | 1000 | 1,6 | 0,424 | 0,331 |
| | | 1,7 | 0,427 | 0,325 |
| 1800 | 1000 | 1,8 | 0,429 | 0,319 |
| | | 1,9 | 0,431 | 0,313 |
| 2000 | 1000 | 2,0 | 0,434 | 0,307 |
| | | 2,2 | 0,440 | 0,294 |
| | | 2,4 | 0,446 | 0,281 |
| | | 2,6 | 0,452 | 0,267 |
| 3000 | 1000 | 2,8 | 0,458 | 0,254 |
| | | 3,0 | 0,464 | 0,241 |
| | | 3,2 | 0,470 | 0,230 |
| | | 3,4 | 0,476 | 0,219 |
| 3600 | 1000 | 3,6 | 0,482 | 0,208 |



Das Volumen der Verformungsfigur beträgt

unter einer Flächenlast q
 $V_q = \alpha_q \cdot \max f_q \cdot l_x \cdot l_y$

unter einer Punktlast Q in Plattenmitte
 $V_Q = \alpha_Q \cdot \max f_Q \cdot l_x \cdot l_y$

max f : Durchbiegung in Plattenmitte

Abb. 1: Volumen der Verformungsfigur für rechteckige Platten

Vergleich der max. Zugspannungen für den Lastfall $Q = 1 \text{ kN}$ in Feldmitte für zwei unterschiedliche Lastverteilungsansätze:

- A) Die Mannlast wird entsprechend TRLV, Tab. A2 auf die Einzelscheiben verteilt (analog der Schneelast). Dieser Lastansatz wird bis dato häufig benutzt, in dem Glauben, damit auf der sicheren Seite zu liegen
- B) Die Mannlast wird zu 100% der Außenscheibe zugewiesen. Von innen wirkt entlastend der Differenzdruck Δp . Die Innenscheibe wird nur durch den Differenzdruck Δp belastet.

Parameter: Verglasung außen $d = 8 \text{ mm}$ / SZR $d = 16 \text{ mm}$ / innen $d = 2 \times 6 \text{ mm}$ (entk.)
Scheibenabmessung $l_x / l_y = 1000/1600 \text{ mm}$

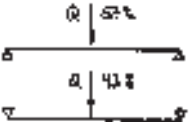

| Lastverteilungsansatz | | Scheibe | max m [kNm/m] | max f [mm] | max σ [N/mm ²] |
|-----------------------|---|---------|------------------|---------------|--------------------------------------|
| A |  | außen | 0,226 | 2,8 | 21,2 |
| | | innen | 0,170 | 2,5 | 14,2 |
| B |  | außen | 0,342 | 3,3 | 32,1 |
| | | innen | 0,054 | 2,0 | 4,5 |

Abb. 2a: Gegenüberstellung der Ergebnisse für den LF „Mannlast“

Parameter: Verglasung außen $d = 8 \text{ mm}$ / SZR $d = 16 \text{ mm}$ / innen $d = 2 \times 6 \text{ mm}$ (entk.)
Rechenwerte der klimatischen Einwirkungen gem. TRLV, Tab.1

| l_x / l_y | ϵ | Klimalast Sommer | | | Klimalast Winter | | |
|-------------|------------|----------------------|----------------------|---------------------|----------------------|----------------------|---------------------|
| | | PSo | nach TRLV 1) | Abweichung zur TRLV | PWi | nach TRLV 2) | Abweichung zur TRLV |
| [mm] | | [kN/m ²] | [kN/m ²] | | [kN/m ²] | [kN/m ²] | |
| 1000 / 1000 | 1,0 | 2,05 | 1,90 | + 8 % | -1,85 | -1,92 | - 4 % |
| 1000 / 1600 | 1,6 | 1,06 | 0,974 | + 9 % | -0,937 | -0,980 | - 4 % |
| 800 / 1280 | 1,6 | 2,34 | 2,19 | + 7 % | -2,12 | -2,21 | - 4 % |
| 400 / 640 | 1,6 | 11,4 | 11,5 | - 1 % | -11,4 | -11,5 | - 1 % |
| 1000 / 2000 | 2,0 | 0,863 | 0,800 | + 8 % | -0,757 | -0,805 | - 6 % |

1) Ermittelt mit $p_0 = + 16,0 \text{ kN/m}^2$ 2) Ermittelt mit $p_0 = -16,1 \text{ kN/m}^2$

Abb. 2b: Gegenüberstellung der Ergebnisse für den LF „Klimalast“

nung des zugehörigen Differenzdrucks Δp bereits mit geringem Mehraufwand möglich. Auf eine numerische Integration der Verformungsfigur mit EDV-Unterstützung kann in diesem Fall verzichtet werden. In **Abb. 2a** ist hierzu ein Beispiel errechnet.

des schnittgrößenerzeugenden Differenzdrucks im SZR hergeleitet, die für beliebige Scheibenformate und Lagerungsbedingungen sowie für beliebige Belastungen inkl. Klimalasten gilt.

Für den Sonderfall „Mannlast auf Rechteckscheibe“ ist eine vereinfachte Ermittlung der induzierten Druck- und Volumenänderungen angegeben.

Zusammenfassung

Auf Grundlage der allgemeinen Zustandsgleichung für Gase wurde eine Gleichung zur Ermittlung

Dipl.-Ing. A. Klochinski
Dipl.-Ing. F. Wiesner

BÜV-Empfehlungen für die Bauüberwachung von Windenergieanlagen

**Erster Entwurf für die Praxis
Verbesserungsvorschläge sind
ausdrücklich erwünscht**

Der Arbeitskreis „Windenergieanlagen“ im Bauüberwachungsverein BÜV* hat „Empfehlungen für die Bauüberwachung von Windenergieanlagen“ erarbeitet, die im Folgenden der Fachöffentlichkeit vorgestellt werden. Diese BÜV-Empfehlungen wurden der Bauministerkonferenz der Länder (ARGEBAU) anempfohlen, um in Verbindung mit der in Kürze bauaufsichtlich einzuführenden „DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen“ die Planung und die Ausführung der baulichen Teile von Windenergieanlagen und deren bundesweit einheitliche Prüfung und Überwachung auch in Zukunft sicher zu stellen. Die BÜV-Empfehlungen sind auf den Internetseiten der Bundesvereinigung der Prüferingenieure BVPI (www.bvpi.de) und des Bauüberwachungsvereins (www.buev-ev.de) veröffentlicht. Der Arbeitskreis würde sich über Anregungen und konstruktive Kritik aus Fachkreisen freuen. Diese können an die Geschäftsstelle gerichtet werden.

** Mitglieder des Arbeitskreises sind:
Prof. Dipl.-Ing. Horst Bellmer
Dipl.-Ing. Volker Bergmann
Dr.-Ing. Mario Binder
Prof. Dr.-Ing. Reinhard Harte
Dr.-Ing. Ulrich Jäppelt (Vorsitzender)
Dr.-Ing. Jörg Kobarg
Dr.-Ing. Stefan Lotter
Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer
Dr.-Ing. Joachim Scheele
Dipl.-Ing. Albert Schwab
Dipl.-Ing. Burkhard Schwarzer
Dipl.-Ing. Catharina Stahr
Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann
Prof. Dr.-Ing. Hans-Joachim Uth
Dr.-Ing. Dirk Werner*

Einführung

Mit zunehmender Tendenz sind in den letzten Jahren Windenergieanlagen errichtet worden, häufig versehen mit einer bundesweit geltenden Typenprüfung für die Turmkonstruktion. Dabei sind verschiedentlich Ausführungskontrollen nicht oder allenfalls nur zu den Fundamenten (Bewehrungsabnahmen) durchgeführt worden. Eine ganzheitliche Überwachung von Baugrund, Gründung und Turmkonstruktion auf Übereinstimmung mit den geprüften Ausführungsunterlagen, wie sie von den Bauordnungen der Länder vorgeschrieben wird, wurde in diesen Fällen unterlassen. Auch kennen Hersteller von Windenergieanlagen und die mit der Zertifizierung der maschinentechnischen Teile einer Anlage beauftragten Sachverständigen nicht immer den bauaufsichtlich erforderlichen Überwachungsumfang. Die Prüfung bei Inbetriebnahme beschränkt sich auf Funktionskontrollen der maschinentechnischen Teile und der Sicherheitseinrichtungen, umfasst jedoch nicht immer Ausführungskontrollen der bautechnischen Turmkonstruktion.

Bereits im Jahre 2001 haben der BÜV und die in ihm vertretenen Prüferingenieure für Bautechnik die Notwendigkeit von Regelungen zur Bauüberwachung von Windenergieanlagen erkannt und zum Anlass genommen, Unzulänglichkeiten zu beseitigen und den Umfang der Baukontrollen zu vereinheitlichen. Die mit der Prüfung und Überwachung von Windenergieanlagen befassten Prüferingenieure sehen gerade in Unzulänglichkeiten bei der Turmherstellung eine Ursache für Reduktionen der Lebensdauer der stark ermüdungsbeanspruchten Konstruktionsteile und demzufolge langfristig Risiken für die Sicherheit und öffentliche Ordnung im Umfeld dieser Anlagen.

Nach zweijähriger Arbeit kann der Arbeitskreis „Windenergieanlagen“ im Bauüberwachungsverein (BÜV) nunmehr „Empfehlungen für die Überwachung von Windenergieanlagen“ vorstellen. Die Empfehlungen sind in Form einer Checkliste gehalten. Dabei wird unterschieden zwischen bautechnischen Unterlagen, die – im Sinne einer Ordnungsprüfung – hinsichtlich Anwendbarkeit und Plausibilität

bei der Bauüberwachung einzusehen sind (Prüfzeugnisse, Befähigungsnachweise u. ä.), und Prüfgegenständen, die bei der Überwachung stichprobenhaft zu kontrollieren sind. Insofern schaffen die Empfehlungen Planungssicherheit bei Bauherr, Planer und Bau-firma im Sinne einer vorbeugenden Gefahrenabwehr und eines nachhaltigen Verbraucherschutzes.

Vorwort

Der Umfang der Überprüfung und Überwachung von Windenergieanlagen richtet sich nach den jeweils gültigen bauartübergreifenden und baustoffspezifischen Regelungen und Vorschriften. Der vorliegende Katalog von Empfehlungen stellt den für die Überwachung der Bauausführung von Windenergieanlagen notwendigen Umfang an Maßnahmen und Kontrollen zusammen. Dieser Katalog ist nicht abschließend, weitergehende Regelungen in den bauaufsichtlich eingeführten Baubestimmungen bleiben hiervon unberührt. Die Überwachung des maschinentechnischen Teils der Windenergieanlagen ist nicht Gegenstand dieser Empfehlungen.

Die beschriebenen Kontrollen und Einsichtnahmen für

Prüfgegenstände/Unterlagen

Maßnahmen und Kontrollen

sind wie folgt definiert:

- Kontrolle: Prüfung bzw. Durchsicht auf Sinnhaftigkeit, Richtigkeit und Vollständigkeit
- Einsichtnahme: Durchsicht auf Anwendbarkeit und Plausibilität

1 Sichtung der bautechnischen Unterlagen (Ordnungsprüfung u. Plausibilitätskontrolle)

- 1.1 Baugenehmigungsunterlagen
 - Baubeschreibung mit Übersichtszeichnungen
 - Technische Spezifikation
 - Typenprüfberichte oder Einzelzulassung mit zugehörigen Unterlagen
 - Geprüfte Standsicherheitsnachweise
 - Geprüfte Ausführungszeichnungen
 - Relevante Gutachten
 - Lageplan

Kontrolle:

- Vollständigkeit, Übereinstimmung und Aussagefähigkeit (insbesondere auch der Gutachten), standortspezifisch und anlagenspezifisch
- Expositionsclassen (DIN EN 206-1/DIN 1045-2) auf Übereinstimmung mit den standortspezifischen Umgebungsbedingungen
- Abstände zu anderen Windenergieanlagen und zu hohen Gebäuden

1.2 Anlagenbeschreibung

Kontrolle:

- Übereinstimmung des beantragten mit dem in der statischen Berechnung vorgelegten Anlagentyp

1.3 Baugrundgutachten

Kontrolle:

- Übereinstimmung der örtlichen Bodenkennwerte mit den in der statischen Berechnung angesetzten Werten
- Erkundungstiefe der Bodenaufschlüsse
- Angaben zur Tragfähigkeit des Baugrundes
- Übereinstimmung der voraussichtlichen Setzungen und Schiefstellungen mit den in der statischen Berechnung angesetzten Werten
- Angaben zur äußeren Tragfähigkeit von Pfählen
- Angaben zu den hydrologischen Verhältnissen, u. a. Grundwasserstand
- Angaben zur Aggressivität von Boden und Grundwasser gegenüber Beton und Stahl

1.4 Lastannahmen/Lastgutachten

Kontrolle:

- Übereinstimmung der zertifizierten Lasten mit den in der statischen Berechnung angesetzten Lasten

1.5 Windgutachten/Turbulenzgutachten

Einsichtnahme im Hinblick auf:

- Aussage zur Verteilung der Windhäufigkeit
- Angabe der Hauptwindrichtung
- Standort- und abstandsspezifische Turbulenzen

1.6 Mitteilung der Inbetriebnahme der Baustelle an die Überwachungsstelle nach Anhang C DIN 1045-3: 2001-07

Einsichtnahme

1.7 Erklärung über die Festlegung des verantwortlichen Bauleiters nach LBO

Einsichtnahme

2 Gründung

2.1 Fundamentstandort

Kontrolle:

- Umgebung
- Geländeverlauf

**2.2 Baugrund
Gründungsmaßnahmen und Baugrubensohle**

Einsichtnahme:

- Abnahmeprotokoll der Baugrundverbesserungsmaßnahmen
- Verdichtungsnachweis bei Flachgründung
- Abnahmeprotokoll des Baugrundsachverständigen über die Baugrubensohle unter Beachtung der Baugrundkennwerte

2.3 Pfahlgründung

Kontrolle:

- Erreichte Rammenergien (Großer Rammbericht)

Einsichtnahme:

- Unterschriebene Pfahlprotokolle
- Großer Rammbericht (siehe auch Kontrolle)
- Einmessprotokoll der Pfähle

2.4 Fundament

2.4.1 Schalung

Kontrolle:

- Sauberkeitsschicht
- Grenzabmaße
- Dichtheit und Sauberkeit
- Ggf. Vorbehandlung
- Trennmittel (Auftrag und Herstelleranweisungen)

2.4.2 Einbauteile

Kontrolle (siehe auch Abschnitt 3):

- Lage und Lagesicherung
- Keine Beeinträchtigung der Verdichtung des Betons
- Schwächung des Querschnitts

2.4.3 Aussparungen und Leerrohre

Kontrolle:

- Schwächung des Querschnitts

2.4.4 Fugen

Kontrolle:

- Fugenausbildung
- Vorbehandlung der Arbeitsfugen

2.4.5 Bewehrung

Kontrolle:

- Werk- und Verarbeiterkennzeichen
- Stahlsorte, Durchmesser, Form, Länge und Lage
- Verankerungs-, Übergreifungslängen und mechanische Verbindungen

2.4.5 Bewehrung (*Fortsetzung*)

Kontrolle:

- Verknüpfung, Standfestigkeit und Sauberkeit
- Abstandhalter und Unterstützungen (Nennmaße der Betondeckung)
- Anordnung hinsichtlich Betoneinbau (Stababstände, Betonieröffnungen und Rüttellücken)
- Erdung

Einsichtnahme:

- Zulassung Betonstahlverbindungen (Einhaltung der Randbedingungen)
- Eignungsnachweis zum Schweißen von Betonstahl nach DIN 4099

2.4.6 Beton

Kontrolle:

- Festlegung des Betons
- Größtkorn und Konsistenz
- Betonierabschnitte und Arbeitsfugen
- Kennzeichnung der Baustelle (DIN 1045-3 und Überwachungsstelle)

Einsichtnahme:

- Arbeitsanweisungen zur Nachbehandlung

2.4.7 Fundament nach Herstellung

Kontrolle:

- Betonalter/Festigkeit bei Belastungsbeginn (ggf. Erhärtungsprüfung)
- Oberfläche
- Risse
- Entwässerung
- Fugen
- Einbauten

Einsichtnahme:

- Aufzeichnungen
- Überwachungsbericht
- Protokoll der Nivellierung der Fundamentsektion

2.4.8 Fundament vor Inbetriebnahme der Anlage

Kontrolle:

- Ggf. erforderliche Erdüberschüttung

3 Turmschaft

3.1 Stahlurm

3.1.1 Mantelbleche

Einsichtnahme:

- Abnahmeprüfzeugnisse 3.1B nach DIN EN 10204

3.1.2 Ringflansche

Einsichtnahme:

- Abnahmeprüfzeugnisse nach:
- SEL 072: Ultraschallprüfung
- DIN EN 10164 Stahlerzeugnisse mit verbesserten Verformungseigenschaften senkrecht zur Erzeugnisoberfläche; Technische Lieferbedingungen

3.1.3 Schrauben

Einsichtnahme:

- Abnahmeprüfzeugnisse 3.1B nach DIN EN 10204 (falls kein Chargenkennzeichen vorhanden)

3.1.4 Vorgespannte Schraubenverbindungen

Kontrolle:

- Stichprobenhafte Kontrolle der Vorspannung der Schraubenverbindungen

Einsichtnahme:

- Protokoll über das ordnungsgemäße Anziehen der HV-Schraubenverbindungen

3.1.5 Schweißverbindungen

Kontrolle:

- Sichtkontrolle der Schweißverbindungen

Einsichtnahme:

- Schweißanweisung
- Großer Eignungsnachweis mit Erweiterung für dynamisch bzw. nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Bauteile
- Ggf. Protokoll der zerstörungsfreien Prüfung der Baustellenschweißung

3.1.6 Baustahl

Einsichtnahme:

- Materialzertifikate/Werkszeugnisse
- Unterlagen über zerstörungsfreie Werkstoffprüfungen

3.1.7 Korrosionsschutz

Einsichtnahme:

- Korrosionsschutzprotokoll

3.1.8 Maßtoleranzen

Kontrolle:

- Stichprobenhafte Kontrollen z. B. Grenzwerte für die Flanschklaffungen entsprechend der DIBt-Richtlinie

3.1.8 Maßtoleranzen (*Fortsetzung*)

Einsichtnahme:

- Protokoll über geometrische Turmdaten, insbesondere Lotabweichungen

3.2 Ortbetonturm

3.2.1 Schalung

Kontrolle:

- Grenzabmaße (Wanddicke, Durchmesser)
- Schalungsverankerungen
- Dichtheit und Sauberkeit

Einsichtnahme:

- Protokoll über Lotabweichungen

3.2.2 Gleitschalung/Kletterschalung

Kontrolle:

- Sichtkontrolle Gleitfehler (z. B. Kiesnester, Betonausbrüche, Abreißen des Frischbetons von erhärteten Schichten)

Einsichtnahme:

- Prüfberichte Rüstung/Arbeitsbühnen
- Arbeitsanweisungen (Gleiten und Klettern nach DBV-Merkblatt, Nachbehandlung, Verpressen der Kletterstangenhohlräume)
- Protokolle über Prüfung der Frühstandfestigkeit (z. B. mit Rückprallhammer)

3.2.3 Einbauteile

Kontrolle:

- Lage und Lagesicherung
- Schwächung des Querschnitts

3.2.4 Aussparungen und Leerrohre

Kontrolle:

- Schwächung des Querschnitts

3.2.5 Fugen

Kontrolle:

- Fugenausbildung
- Vorbehandlung der Arbeitsfugen

3.2.6 Bewehrung

Kontrolle:

- Werk- und Verarbeiterkennzeichen
- Stahlsorte, Durchmesser, Form, Länge und Lage
- Verankerungs-, Übergreifungslängen und mechanische Verbindungen
- Lagesicherung

3.2.6 Bewehrung (Fortsetzung)

Kontrolle:

- Abstandhalter (Nennmaße der Betondeckung)
- Anordnung hinsichtlich Betoneinbau (Stababstände, Betonieröffnungen und Rüttellücken)

Einsichtnahme:

- Zulassung Betonstahlverbindungen (Einhaltung der Randbedingungen)
- Eignungsnachweis zum Schweißen von Betonstahl nach DIN 4099

3.2.7 Vorspannung

Kontrolle:

- Lage und Lagesicherung der Hüllrohre
- Lage und Lagesicherung der Monolitzen
- Lage der Anspannstellen und Ankerkörper
- Verankerungsbewehrung

Einsichtnahme:

- Zulassung Spannverfahren (Einhaltung der Randbedingungen)
- Spannprogramm (Spannfolge, Teilvorspannungen, Betonalter)
- Arbeitsanweisungen (z. B. Abdichtung gegen Feuchte, Einpressen Zementmörtel)
- Spannprotokolle
- Einpressprotokolle
- Bautagebuch (Lieferung und Lagerung der Spannglieder, Korrosionsschutz, Zeiträume Herstellung – Einbau – Verpressen)

3.2.8 Beton

Kontrolle:

- Festlegung des Betons
- Größtkorn und Konsistenz
- Betonierabschnitte und Arbeitsfugen

Einsichtnahme:

- Arbeitsanweisungen zur Oberflächenbearbeitung und Nachbehandlung

3.2.9 Turmschaft nach Herstellung

Kontrolle:

- Oberfläche
- Risse
- Fugen (z. B. Arbeitsfugen, Vergussfugen, Materialübergänge)
- Einbauten

Einsichtnahme:

- Aufzeichnungen
- Überwachungsbericht

3.3 Betonfertigteilturm

3.3.1 Herstellung

Kontrolle:

- Kontrolle im Fertigteilwerk (insbesondere bei fehlendem Ü-Zeichen)

Einsichtnahme:

- Kennzeichnung und Lieferschein
- Überwachungsberichte der anerkannten Überwachungsstelle
- Übereinstimmungszertifikat
- Zulassung besonderer Herstellverfahren (z. B. Schleuderbeton)

3.3.2 Montage

Kontrolle:

- Hebeanschlüsse
- Grenzabmaße (Bauteile und Verbindungsmittel)
- Lagerung
- Beschädigungen (Transport- und Montageschäden)

Einsichtnahme:

- Montageanweisung

4 Wiederkehrende Prüfungen (bautechnischer Teil)

4.1 Unterlagen der Windenergieanlage

Einsichtnahme:

- Wartungspflichtenbuch
- Prüfberichte der bautechnischen Unterlagen für Turm und Gründung
- Maschinengutachten
- Auflagen im Lastengutachten
- Auflagen im Bodengutachten
- Baugenehmigungsunterlagen (einschließlich Abschlussbericht zur bautechnischen Überwachung)
- Bedienungsanleitung
- Inbetriebnahmeprotokoll
- Berichte der früheren Wiederkehrenden Prüfungen und der Überwachungen und Wartungen
- Dokumentation von Änderungen, Reparaturen an der Anlage und Genehmigungen

4.2 Sichtprüfung der Bauteile von Turm und Gründung

Kontrolle:

- Korrosion
- Risse in Stahlbauteilen (Ermüdung)
- Beschaffenheit der Oberflächen von Betonbauteilen, Risse, Abplatzungen

4.2 Sichtprüfung der Bauteile von Turm und Gründung (Fortsetzung)

Kontrolle:

- Vorspannung der Schraubenverbindungen
- Schiefstellung
- Erdüberdeckung auf dem Fundament (Erosion)
- Grundwasser, Hochwasserstände

4.3 Dokumentation

Bericht über das Ergebnis der Wiederkehrenden Prüfung, Mindestinhalt:

- Standort/Betreiber der WEA
- Prüfender Sachverständiger
- Hersteller, Typ und Seriennummer der Windenergieanlage sowie der Hauptbestandteile (Rotorblätter, Getriebe, Generator, Turm)
- Gesamtbetriebsstunden
- Windgeschwindigkeit und Temperatur am Tag der Prüfung
- Anwesende bei der Prüfung
- Beschreibung des Prüfumfanges
- Prüfergebnis und ggf. Auflagen mit Zeitvorgabe

4.4 Mängelbeseitigung und weitere Maßnahmen

Maßnahmen:

- Überwachung der Mängelbeseitigung
- Bericht über durchgeführte Reparaturen aufgrund von standsicherheitsrelevanten Auflagen
- Falls erforderlich, Stillsetzen der WEA veranlassen, ggf. Benachrichtigung der Baugenehmigungsbehörde

Hinweis:

Durch den Betreiber sind alle Mängel und Schäden sowie deren Beseitigung bzw. Ersatz der gesamten Anlage zu dokumentieren. Die Ursachen sind zweifelsfrei festzustellen und festzuhalten. Überwachungsstellen sind zu informieren.

Sämtliche Unterlagen und Dokumentationen der Windenergieanlage sollten vom Betreiber in einem Bauwerksbuch gesammelt und über die gesamte Nutzungsdauer der Anlage aufbewahrt werden.

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfengeure 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. Bernd Brandt, Nürnberg

Berlin:

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

Brandenburg:

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn, Herzberg

Bremen:

Dipl.-Ing. Uwe Sabotke, Bremen

Hamburg:

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann, Hamburg

Hessen:

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. Volkmär Frank, Zella-Mehlis

BVPI:

Dipl.-Ing. Manfred Tidemann

DPÜ/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 Prüfengeure für Bautechnik gehalten worden sind.

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

„Der Prüfengeur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr.

Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.

