



Der Prüfingenieur

13 Oktober 1998

Seite 4

Prüfen ist immer noch zeitgemäß

Seite 14

Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen in situ

Seite 23

Zum Stand der Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken

Seite 31

Die Bestimmung der Windbelastung von Bauwerken im Windkanal

Seite 46

Neue Erkenntnisse über die Sicherheit im Spannbetonbau

Seite 57

Checkliste für die bautechnische Prüfung von Glaskonstruktionen

EDITORIAL

Dipl.-Ing. Traugott Rostalski
Prüfen ist immer noch zeitgemäß 4

NACHRICHTEN

- Mitgliederversammlung beschloß Namensänderung:
Bundesvereinigung nennt sich jetzt
Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik 6
- Seminar in Karlsruhe: Überwachung von Ingenieurbauwerken und Verkehrsanlagen 8
- Novelle der Landesbauordnung NRW: Tätigkeit der Sachverständigen
für baulichen Brandschutz soll eingeschränkt werden 9
- Auch Nordrhein-Westfalen richtet eine Bewertungs- und Abrechnungsstelle ein 10
- Erste Prüfengeure für vorbeugenden Brandschutz in Sachsen anerkannt 11
- BVPI im Internet: <http://www.pruefing.de> 12
- BVPI-Präsident Timm wurde 60 Jahre alt 13

TRAGWERKSPLANUNG

Prof. Dr.-Ing. Klaus Steffens
Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen in situ 14

MASSIVBAU

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulrich Quast
Zum Stand der Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken 23

WINDTECHNIK

Professor H.-J. Gerhardt M.Sc.
Die Bestimmung der Windbelastung von Bauwerken im Windkanal 31

SPANNBETONBAU

Prof. Dr.-Ing. K. Zilch et.al.
Neue Erkenntnisse über die Sicherheit im Spannbetonbau 46

GLASBAU

Checkliste für die bautechnische Prüfung von Glaskonstruktionen 57

IMPRESSUM 65

Prüfen ist immer noch zeitgemäß

Wenn im folgenden von „Prüfen“ gesprochen wird, dann ist damit die originäre Tätigkeit des Prüfingenieurs für Baustatik schlechthin gemeint, nämlich das Prüfen der statischen Berechnung, der Konstruktionspläne und die Kontrolle auf Übereinstimmung der geprüften Konstruktionsunterlagen mit der Ausführung auf der Baustelle, kurz: die konstruktive Bauüberwachung.

Überall da, wo das Bauen unter großen Zeit- und Kostendruck gerät, entstehen auch für Entwurfs- und Tragwerksplanung, für Prüfung und Bauausführung Probleme, zu deren Vermeidung oder Abhilfe in den letzten Jahren zusätzlich Projektsteuerer und externe Bauüberwacher beigelegt werden.

Umstände wie diese verlangen einen hohen Sachverstand und, was die Tätigkeit des Prüfingenieurs anbetrifft, eine größtmögliche Unabhängigkeit. Genaugenommen gibt es heute kaum noch einen Bau, vom mühsam finanzierten Einfamilienhaus bis zum Gebäude des Fond-Modells Nr. XY, der nicht unter Zeit- und Kostendruck errichtet wird.

Auf Deutschlands derzeit größter Baustelle, also in Berlin, liegen die Dinge noch ausgeprägter. Die Gründe hierfür sind zum einen technischer Art: komplizierte Baugruben bis zu 22 m Tiefe, Verkehrsbauten für Bahnen und Straße, die oft zugleich Gründungskörper von Hochhäusern sind, die Beseitigung von Altlasten wie Munition und nicht dokumentierte Reste von Baukörpern aus früherer Zeit – dies alles unter Aufrechterhaltung einer betriebenen Infrastruktur; zum anderen terminliche Zwänge: das Herannahen des Umzuges von Parlament, Regierung und deren Gefolge, das Auslaufen von Fördermitteln und steuerlichen Abschreibungsmöglichkeiten; und schließlich Baustellenbedingungen: Verständigungs-, Koordinierungs- und dadurch nicht zuletzt Qualitätsprobleme infolge des Einsatzes einer Vielzahl ausländischer Firmen und Mitarbeiter.

Dieses Szenario fordert nicht zuletzt auch den Prüfingenieur heraus und belegt Tag für Tag sein unverzichtbares Mitwirken:

■ Unter Zeit- (und auch Kostendruck!) geraten zuerst Architekt und Tragwerksplaner. Da der Endtermin meist bereits vor Baubeginn feststeht, werden Terminketten für die Lieferung von Ausführungsplänen vertraglich vereinbart



Dipl.-Ing. Traugott Rostalski
*Prüfingenieur für Baustatik;
 Vorsitzender der Landesvereinigung Berlin der
 Prüfingenieure für Baustatik*

und dem Prüfingenieur zur Einordnung seiner Tätigkeit und der Freigabe mitgeteilt. Da aber in der Regel baubegleitend geplant (und geändert) wird, hat es ein Tragwerksplaner schwer, die für die Konstruktionspläne erforderlichen statischen Nachweise in aktueller Version zeitgerecht zu liefern. Um die Vertragstermine der Planauslieferung zu erfüllen, erhält der Prüfingenieur sogenannte Vorabzüge, die nach Eingang der noch erforderlichen Nachweise und deren Prüfung mit der Endfassung oft wenig gemeinsam haben. Daß der Prüfingenieur bis zur Freigabe dieser Pläne ebenso unter Druck gesetzt wird, versteht sich schon fast von selbst und ist durch zahlreich vorhandenen, meist per Fax übermittelten Schriftverkehr bis hin zu Behinderungsanzeigen belegbar. Nur am Rande erwähnt seien hier Sonderfälle, bei denen ein für den Baugrund Zuständiger in seinem Gutachten für eine Gründungsplatte bereits die endgültige Bewehrung festgelegt hatte, die sich dann durch keinen statischen Nachweis aufrechterhalten ließ – oder der Versuch, durch den Ansatz geringerer Sicherheiten als in den einschlägigen Normen gefordert, kürzere Pfahlängen als die statisch unerläßlichen durchzusetzen.

■ Den Rechtsvorschriften entsprechend bescheinigt der Prüfingenieur nach Abschluß seiner Tätigkeit die Vollständigkeit und Richtigkeit der statisch-konstruktiven Unterlagen und liefert diese mit seinem Anerkennungsvermerk aus. An dieser Stelle sei die Frage gestattet, wie dies mit den Ausführungsunterlagen im Falle von Genehmigungsfreistellungen bei nachträglichen Änderungen oder Umbauten zu handhaben sei?

Die Bauausführung soll unser technisches Sicherheitskonzept auch unter Würdigung von Termin-, Kosten- und Personalproblemen gewährleisten. Der Prüfingenieur ist dann, sofern er mit der konstruktiven Bauüberwachung überhaupt beauftragt ist, die letzte Instanz zur Feststellung und Beseitigung von Ausführungsfehlern. Dafür an dieser Stelle ein paar Beispiele:

■ Es ist tatsächlich vorgekommen, daß ganze tragende Wände ohne Unterfangung abgeschachtet wurden und bereits Gefahr im Verzuge war.

■ Es ist tatsächlich erforderlich gewesen, das Betonieren um Tage zu verschieben, da Zuggurte von insgesamt 297 Gewi-Muffenstößen in bis zu 9 Lagen (!) auseinandergelagert und erneut ordnungsgemäß hergestellt werden

mußten, weil nur ca. 30 % des lt. Zulassung erforderlichen Drehmoments mit dem Lenton-Schlüssel aufgebracht waren.

■ Es hat sich tatsächlich ereignet, daß auf einer anderen Baustelle das Betonieren ebenfalls um mehrere Tage verschoben werden mußte, weil bei einem hochbelasteten Tragwerk von zwei erforderlichen Bewehrungslagen (\emptyset 28/12,5 cm) eine vollständig fehlte.

■ Es ist tatsächlich geschehen, daß dem Prüffingenieur durch Augenschein schiefe Stützen eines Hochhauses auffielen und eine genaue Vermessung angeordnet wurde, die zum Ergebnis hatte, daß ganze Stützenstränge schief und zum Teil geschoßweise so gegeneinander versetzt stehen, daß sie statisch nur mit den Lasten aus 6 Geschossen anstelle der vorgesehenen 18 Geschosse belastet werden können. Eine umfangreiche und kostenträchtige Sanierung ist die Folge.

Keine Bauleitung und kein Bauüberwacher hat diese Fehler vor der Abnahme durch den Prüffingenieur festgestellt!

Diese Geschehnisse sind zwar Einzelfälle, sie können sich aber täglich und anderenorts wiederholen und zeigen jedem verantwortungsbewußten Menschen die Notwendigkeit eines unabhängigen Kontrollmechanismus, wie er im ehemaligen Preußen 1926 entstanden ist und seit 1942 in allen deutschen Landesteilen funktioniert.

Bedenkt man nun die Entwicklung der letzten 12 bis 15 Jahre in den verschiedenen Bundesländern, so ist es völlig unverständlich, daß das bewährte „Vier-Augen-Prinzip“ durch unsolide Baugenehmigungsfreistellungen oder Reduzierung der Prüfpflicht abgebaut wurde.

Noch Mitte der 80er Jahre funktionierte die Prüfung und Bauüberwachung in allen Bundesländern fast einheitlich, indem zu jedem Bauantrag geprüfte statisch-konstruktive Unterlagen gehören mußten und die Prüfung durch Prüffingenieure für Baustatik als beliebene Unternehmer per Auftrag durch die Bauaufsichtsbehörden erfolgte.

Inzwischen verführten die Zauberworte „schlanker Staat“, „Deregulierung“ und „Privatisierung“ einige Behörden, dem undifferenzierten Druck aus dem politischen Raum – teils wider besseres Wissen, vielleicht aber auch in vorauseilendem Gehorsam – nachzugeben. Wird hierzu hinterfragt, kann man erfahren, daß doch die für die Baudurchführung maßgebenden Leute, wie Architekten, Tragwerksplaner, Konstruktionsplanverfasser und bauleitendes Personal, in Deutschland so gut ausgebildet seien, daß von denen jeder weiß, was er zu tun hat und daß weitere kostenerzeugende Prüfungen entfallen können. Gelegentlich auftretende Ungereimtheiten, seien es Schadensfälle oder Planungsfehler, könnten doch nachträglich auf dem Wege privatrechtlicher Auseinandersetzungen oder Versicherungsregularien geklärt und bereinigt werden. Sehr kostendämpfend kann der Verzicht auch nicht wirken, denn die Prüfung kostet im Normalfall höchstens 1 % der Gesamtbausumme.

Auf die präventive Prüfung, die dem Bauherrn und der Öffentlichkeit die Gewähr gibt, daß ein Bauwerk den gültigen technischen Bestimmungen und damit den Sicherheitsanforderungen trotz eines harten Wettbewerbs genügt und ferner den gewollten Verbraucherschutz sicherstellt, wird also in weiten Teilen des Landes nunmehr bewußt verzichtet.

Die Freistellungs-idee verkennt, daß jede beauftragte Bauleistung anfangs nur ein Leistungsversprechen ist. Seine Erfüllung – vor allem auf dem Gebiet der Sicherheit – nicht mehr kontrollieren zu wollen, ist fahrlässig. Politiker glauben aber, damit den Nachweis antreten zu können, Reformen geschaffen und in der Praxis auch durchgesetzt zu haben, was in dieser Republik ja bekanntlich schwierig ist.

Die Deutsche Bahn AG sowie die Straßen- und Brückenbauämter als fachkundige Auftraggeber sind da ganz anderer Meinung. In dem Wissen, daß dort, wo Menschen arbeiten, auch Fehler gemacht werden, fordern sie zu deren Minimierung eine unabhängige Kontrolle. Auch im Genehmigungsfreistellungsverfahren sollte die Unabhängigkeit der Kontrolle gewährleistet sein, indem der (private) Bauherr oder sein Bevollmächtigter die Prüfung nicht beauftragt, sondern veranlaßt oder beauftragt, so wie dies in Berlin praktiziert wird.

Eine Berliner Delegation aus Vertretern der Senatsbauverwaltung und aus Prüffingenieuren hat auf Einladung des chinesischen Bauministeriums vor kurzem China besucht und dort maßgebliche Leute über unser Prüfsystem informiert. Das Interesse war sehr groß und die Darstellung dieses Systems sehr überzeugend. Für Herbst 1998 wurde bereits ein hochrangiger Gegenbesuch in Berlin zur weiteren Information mit dem Ziel der Ausbildung von chinesischen Bauüberwachern durch Berliner Prüffingenieure angekündigt.

Offenbar bestehen im Ausland andere Vorstellungen von der Zukunft des deutschen Sicherheitssystems als hierzulande selbst. Es darf abschließend gefragt werden, wann endlich diejenigen Deregulierungen beendet werden, welche – wie vorstehend erläutert – dem Bürger durch Abbau von Sicherheit und Verbraucherschutz offensichtlich Nachteile bringen.

Ich weiß, daß diese Fragestellung nicht neu ist, und ich meine auch, die Antwort zu kennen. Trotzdem muß immer wieder an den (Sach)Verstand derer appelliert werden, die in Deutschland politische Verantwortung tragen. Fachgremien verschiedenster Art stehen ihnen in jeder Weise zur Verfügung.

Zu wünschen wäre ihnen auch, daß sie denen intensiver zuhören, die unseren weltweit anerkannten hohen Sicherheitsstandard über Jahrzehnte mitgeschaffen haben. Festigkeit und Standsicherheit sind dann auch auf diesem Feld und nicht nur beim immer noch zeitgemäßen Prüfen gefragt.

Gelegenheit dazu bietet sich bei jeder weiteren Novellierung von Bauordnungen!

Mitgliederversammlung beschloß Namensänderung:

Bundesvereinigung nennt sich jetzt: Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik

Das attraktive Programm der Arbeitstagung lockte ein Drittel der Mitglieder nach Bremen

Die Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik heißt jetzt Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik. Diese Namensänderung ist zugleich Programm. Mit ihr reagiert die Bundesvereinigung berufspolitisch auf die vielschichtigen Veränderungen des Prüfwesens in Deutschland, deren weitausgreifende fachliche Dimension das Programm der diesjährigen zweitägigen Arbeitstagung widerspiegelte. Insofern war dieses Programm auch eine Begründung für den neuen Namen, der auf der jüngsten Mitgliederversammlung am 20. September in Bremen beschlossen wurde.

Eine ausführliche Erläuterung der seit Jahren schon sich abzeichnenden Hintergründe für diese Namensänderung hatte der Präsident der Bundesvereinigung, Dr.-Ing. Günter Timm, namens des Vorstandes in der Mitgliederversammlung, in der der alte Bundesvorstand übrigens vollständig wiedergewählt worden ist, gegeben und damit die Zustimmung einer überzeugenden Mehrheit der rund 250 anwesenden Prüfsingenieure zu dieser Namensänderung gewonnen, was immerhin etwa einem Drittel aller Mitglieder der Bundesvereinigung entspricht.

Der Öffentlichkeit vorgestellt wurden der neue Name und das neue Programm dann auf zweifachem Wege: Bei einem Senatsempfang im Bremer Rathaus, zu dem der Bremer Bau-Senator Dr. Bernt Schulte geladen hatte, und bei einer Pressekonferenz am nächsten Tag. Schulte, der zur Zeit auch Vorsitzender der ARGEBAU ist, betonte sowohl bei diesem Empfang als auch bei der Arbeitstagung am nächsten Mittag, daß bei allen ARGEBAU-Entscheidungen, die das Sachverständigenwesen betreffen, die Fachkompetenz der Prüfsingenieure berücksich-

sichtigt werden wird, was den BVPI-Präsidenten Timm zu der Bemerkung veranlaßte, daß das Prüfwesen in der Hansestadt Bremen mit der Beibehaltung des Begriffs „Prüfsingenieur für Baustatik“ und seiner maximalen Entlastung des Staates Vorbild für alle Prüfverordnungen sei.

In der Pressekonferenz tags darauf erläuterten Timm und der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüfsingenieure in Bremen, Dipl.-Ing. Gerhard Feld, der zugleich Präsident des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung ist, der Presse, warum die Prüfsingenieure in Deutschland nicht nur hoheitlich tätig werden, sondern ihre Dienste auch auf privatrechtlicher Basis mit vielseitig erweitertem bautechnischen Umfang – Schallschutz, Brandschutz, Wärmeschutz, Umweltschutz – zur Verfügung stellen.

Die neu auf die Prüfsingenieure zukommenden Aufgaben würdigte auch der Präsident der Bundesingenieurkammer, Prof. Dipl.-Ing. Karl Kling in einem kurzen aber prägnanten Grußwort. Kling zeichnete ein Bild von der derzeitigen Berufspolitik der Inge-

nieurkammern, in der auch den Prüfsingenieuren als ein fachlich hervorgehobener Bestandteil der Mitgliedschaft gebührender Platz zukomme. Dem Kling'schen Brückenschlag der Bundesingenieurkammer zu der Bundesvereinigung quittierte der BVPI-Präsident mit der Zusage, die bereits angelaufene gute Zusammenarbeit der Vereinigungen der Prüfsingenieure auf Länder- und Bundesebene noch zu verstärken und für gemeinsame Aufgaben zu intensivieren.

Sichtbarer Ausdruck dieser Intensivierung der Zusammenarbeit sei, wie Kling noch betonte, die gemeinsame Arbeit in der Bayerischen Bewertungs- und Abrechnungsstelle, in der die Bayerische Ingenieurkammer-Bau und die Bayerische Landesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik hervorragend zusammenarbeiten.

Die fachliche Vielseitigkeit der Tätigkeit der Prüfsingenieure für Bautechnik, so hatte Timm, als er zu Beginn der Arbeitstagung im Bremer Parkhotel insgesamt über 500 Prüfsingenieure und Gäste begrüßte, gesagt, drücke sich seit Jahren auch in den Themen der Arbeitstagungen der Bundesvereinigung aus.

Ein Thema fällt dabei jedoch immer aus dem ansonsten streng fachlichen Rahmen, jenes Thema nämlich, mit dem die Bundesvereinigung jedes Jahr aus der Fachtechnik ausbricht, um ihren Mitgliedern bestimmte naturwissenschaftliche Themen aus einer höheren Warte nahezubringen.

In diesem Jahr war dieses Thema die Harmonie, die, so Timm, auch jeder Ingenieur kenne, wenn ihm eine gut gelungene Konstruktion harmonisch vorkomme. Diese Harmonie, von Dr. Jonathan Tennenbaum vom Schiller-Institut in Wiesbaden in diesem Sinne dann auch folgerichtig als

„Weltharmonik“ bezeichnet, könne der Mensch immer häufiger in sehr vielen naturwissenschaftlichen Disziplinen entdecken. Harmonie sei, so werde immer klarer, eine der wesentlichen Grundlagen aller Naturwissenschaften, ja, wahrscheinlich sogar der ganzen universellen Schöpfung. Das Weltall, so Tennenbaum, könne auch als eine unendliche Kette harmonischer Zustände begriffen werden, die nach unserem derzeitigen Erkenntnisstand bei den quantenmechanischen Zuständen in genau der gleichen Schönheit anzutreffen seien, wie bei allen von uns beobachtbaren kosmischen Phänomenen. Alle physikalischen und alle biologischen Zusammenhänge in unserem „wohltemperierten“ Universum stünden in so wunderbarer Wechselwirkung miteinander in immer gleicher harmonischer Beziehung, daß niemand, der das Glück habe, sich in diese kleinsten und größten harmonischen Relationen zu vertiefen, umhinkönne, an einen allumfassenden Weltenplan zu glauben.

An einen solchen Plan – bezogen auf die Evolution des europäischen Normenwesens – kann der emeritierte Professor der Technischen Universität Darmstadt, Dr.-Ing. Walther Mann, schon lange nicht mehr glauben. Er machte in seinen „Anmerkungen eines Engagierten“ zum Mauerwerksbau in Europa keinen Hehl daraus, daß ihm die kommende europäische Normenwelt für den Mauerwerksbau keinen Grund mehr für harmonische Gefühle lasse. Der Eurocode 6, so begründete Mann seine Kritik, sei im Vergleich zur „guten alten“ DIN 1053 viel zu dick und viel zu abstrakt. Die Harmonisierung der europäischen Normen verleite, seiner Erfahrung nach, immer mehr dazu, alles zu regeln, was irgend regelbar erscheine, nicht aber nur das, was notwendigerweise tatsächlich auch regelbar ist. Diese Regelungstiefe könne, so befürchtet Mann, dazu



Senatsempfang im Bremer Rathaus, der Bausenator, Dr. Bernd Schulte (3.v.l.) empfing – neben rund 500 Mitgliedern und Gästen – (v.l.) den Präsidenten der Bundesingenieurkammer, Prof. Dipl.-Ing. Karl Kling, den Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüfingenieure in Bremen, Dipl.-Ing. Gerhard Feld, den Präsidenten der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Günter Timm nebst Gattin und den Präsidenten der Ingenieurkammer Bremen, Dipl.-Ing. Karsten Zill.

führen, daß die Praxis immer mehr vom Computer anstatt vom Ingenieurverstand beherrscht werden wird. Gleichwohl sah Mann dennoch einen Grund, die europäische Normenharmonisierung, die „vor wenigen Jahrzehnten noch unvorstellbar war“, in einem übergeordneten Sinne zu akzeptieren: zur kriegsverhindernden und friedensstiftenden politischen Harmonie gehöre eben zwingend auch die Harmonisierung technischer Beziehungen.

Ungleich optimistischer zeigten sich dann aber Prof. Dr.-Ing. Peter Schießl, der die Dauerfestigkeit von Spannstahl beschrieb (s. a. S. 46), und Baudirektor Detlef Sagebiel von der Baubehörde Hamburg, der die Prüfingenieure aufrief, alle Möglichkeiten der Fortbildung zu nutzen, um das weite Feld der Prüfung von Brandschutzkonzepten komplett zu beherrschen. Wie groß dieses Feld ist, legte Sagebiel in bemerkenswert kompakter aber präziser Weise dar.

Wesentlich ausführlicher kam Prof. M. Sc. Hans-Joachim Gerhardt vom Institut für Industrieaerodynamik der Fachhochschule Aachen zu Wort, der Windkanalversuche als eine neue, aber wichtige Grundlage für viele Prüfungen beschrieb (s. a. S. 31) und damit lebhaft Diskussionen auslöste. Eine muntere Diskussion folgte auch den beiden Beiträgen, die zwei Mitarbeiter von Prof. Dr.-Ing. Josef Eibl von der Universität Karlsruhe, Dipl.-Ing. Friedrich und Dipl.-Ing. Weidlich, in Eibls Vertretung über externe und verbundlose Vorspannung vortrugen.

Zu den vielen Veränderungen, denen die Prüfingenieure ausgesetzt sind, gehört die zunehmende Internationalisierung ihrer beruflichen Kontakte und Möglichkeiten. Die Bundesvereinigung hat es sich deshalb in den vergangenen Jahren zur Gewohnheit gemacht, auch ausländische Ingenieur-Kollegen über die bautechnischen Kontrollsysteme in ihren Ländern berichten zu las-

sen. In diesem Jahr war Frankreich an der Reihe. Aus Paris kam dazu der Technische Direktor des Bureaus Véritas, Marc Garnier, der das Prüf- und Überwachungswesen in Frankreich vorstellte, das mit seiner assekuranznahen Konstruktion dem des deutschen recht entfernt ist.

Um das Verständnis zwischen den Prüffingenieuren und

den Herstellerfirmen zu fördern hat die Bundesvereinigung auch die Probleme bei der Prüfung und Abnahme von Traggerüsten auf das Programm gesetzt. Vorteilhafterweise wurde dieses Thema aus verschiedener Sicht behandelt: Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel (Pinneberg) referierte aus seiner Sicht als Prüffingenieur und Dipl.-Ing. Thomas Weise von der Weise GmbH & Co. KG Dortmund aus

der Sicht einer Herstellerfirma. Die Diskussion dieses Themas machte deutlich, daß qualifiziertes Personal für das Aufstellen von Gerüsten immer seltener werde. Und BVPI-Präsident Timm nutzte die Gelegenheit, um an die Firmen zu appellieren, sich noch intensiver als bisher an der Normungsarbeit zu beteiligen, damit ihre praktischen Erfahrungen auch ausreichende Berücksichtigung bei der Formulierung der Normen finden kann. So könnten praktische Probleme vermindert werden, weil der Prüffingenieur sich in der Regel bei seiner Prüfung an die eingeführten Bautechnischen Bestimmungen halten soll.

Von Prof. Klaus Steffens (Hochschule Bremen) und Professor Ulrich Quast (TU Hamburg-Harburg) wurden die Standpunkte zur Experimentellen Tragsicherheitsbewertung vorgestellt, die in naher Zukunft mit einer Richtlinie unteretzt werden wird (s. a. S. 14 und S. 23). Einig waren sich bei diesem Thema alle Anwesenden darüber, daß die experimentelle Tragsicherheitsbewertung ein Ausnahmeverfahren bleibt, aber in begründeten Fällen zu einer zuverlässigen Aussage über vorhandene Konstruktionen führt und somit bei Umnutzungen von Gebäuden und dem möglichen Verzicht auf Zusatzmaßnahmen zu erheblichen Kosteneinsparungen führen kann. Rechnen und Experimentieren müssen sich sinnvoll ergänzen.

Abgeschlossen wurde die Arbeitstagung mit einem Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger (RWTH Aachen), der über experimentielle und praktische Erfahrungen mit dem Durchstanzen berichtete. Er beleuchtete sehr eindrucksvoll die Intentionen und die Hintergründe der neuesten Vorschriften auf diesem Gebiet.

-kw-/H-J. M.

Am 19. November in Karlsruhe

Seminar: Überwachung von Ingenieurbauwerken und Verkehrsanlagen

Zur „Überwachung von Ingenieurbauwerken und Verkehrsanlagen“ veranstaltet die Weiterbildungs-Akademie Weinheim (WAW) am 19. November 1998 in der Badnerlandhalle in Karlsruhe-Neureut eine „etwas andere Fachtagung“.

Mit den Schwerpunkten Qualitätssicherung und -Management, Pauschal- und Festpreisverträge sowie Funktionale Leistungsbeschreibung wird mit dieser Veranstaltung das Ziel verfolgt, die wesentlichen Anforderungen an die Überwachung von Ingenieurbauwerken für den öffentlichen Auftraggeber praxisgerecht zu definieren, Mindestanforderungen zu beschreiben und neue Wege und Möglichkeiten, auch im Hinblick auf die Kosten aufzuzeigen.

Im Forum geben, wie die WAW mitteilte, namhafte Fachleute aus den Bereichen Ingenieurbau, Straßen-, Tunnel-,

Brücken- und Verkehrsanlagenbau sowie Experten aus Bauunternehmen und Planungsbüros praxisrelevante Statements ab. Die Teilnehmer werden aktiv eingebunden, der Schwerpunkt liegt dabei auf dem intensiven Meinungsaustausch unter allen Akteuren, die an der Bauüberwachung beteiligt sind.

Die Veranstaltung wurde vor dem Hintergrund konzipiert, daß die schnelle Realisierung komplexer Bauwerke durch Gesamtgewerkeunternehmer auch auf der Auftraggeberseite neue Vertragsmodelle erfordert, die in „schlanker Form“ das erforderliche Vertragsziel der eindeutigen und erschöpfenden Leistungsbeschreibung sicherstellt.

Informationen bei:
WAW Weiterbildungs-Akademie Weinheim,
Tel.: 0 62 01/1 20 61,
Fax: 0 62 01/1 20 62.

Landesbauordnung NW wird geändert:

Tätigkeit der Sachverständigen für baulichen Brandschutz soll eingeschränkt werden

Koppelung an die HOAI soll bestehen bleiben

Die Tätigkeit der staatlich anerkannten Sachverständigen für die Prüfung des baulichen Brandschutzes in Nordrhein-Westfalen soll künftig begrenzt werden – zumindest bei Sonderbauten und bei Gebäuden mit großem Personenaufkommen. Das sehen die bislang bekannt gewordenen Änderungsvorschläge für die Novellierung der Landesbauordnung NW vor. Dabei sollen auch die Honorare für alle Tätigkeitsbereiche der staatlich anerkannten Sachverständigen durchgängig geregelt werden; allerdings werde dabei, so befürchten viele Beobachter, die nach Ansicht der Landesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik in Nordrhein-Westfalen „kaum zu begründende Koppelung

mit der HOAI weiterhin bestehen bleiben“.

Die Landesvereinigung hat, wie ihr Vorsitzender, Diplom-Ingenieur Otto Lennertz (Aachen), mitteilte, in einer Eingabe der Prüfsingenieure zur Novellierung der Landesbauordnung NW auf einige aus ihrer Sicht mißverständliche Regelungen hingewiesen, die mit der anstehenden Novellierung ausgeräumt werden müßten.

Darin wird auch auf die Erfahrungen der Prüfsingenieure mit der jetzigen Bauordnung ebenso deutlich hingewiesen, wie auf die aus der Sicht der Praxis negativ zu beurteilenden Änderungen in der Novelle.

7. Bautechnisches Seminar am 12.11. in Wuppertal

Vorträge über Mauerwerksbau und Gebäude in Holzbauweise

Das nordrhein-westfälische Ministerium für Bauen und Wohnen wird in Zusammenarbeit mit der Landesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik in Nordrhein-Westfalen am 12. November in der Stadthalle Wuppertal ihr 7. bautechnisches Seminar durchführen. Es werden Vorträge über aktuelle Entwicklungen in folgenden Bereichen geboten:

- Betonbau im Umgang mit wassergefährdenden Stoffen,
- Mauerwerksbau,

- Wohnungsgebäude in Holzbauweise.

Referenten sind Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger (RWTH Aachen), Dr.-Ing. Peter Schubert (RWTH Aachen), Prof. Dr.-Ing. György Ivanyi (Gesamthochschule Universität Essen), Prof. Dr.-Ing. Friedrich Stangenberg (Universität Dortmund), Prof. Dr.-Ing. Eckhard Reyer (Universität Bochum) und Leitender Ministerialrat Dipl.-Ing. Dieter Eschenfelder vom nordrhein-westfälischen Bauministerium.

Prüfungen des Explosions- und Gewässerschutzes sind zusätzliche Arbeiten

Weil bauliche Anlagen in zunehmendem Maße auch für den Explosions- und Gewässerschutz bemessen werden müssen, hat die Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik auf folgende Tatbestände hingewiesen:

Der Explosionsschutz umfaßt alle Anlagen, in denen explosionsfähige Stäube und Gase gelagert und bewegt werden. Technische Grundlagen bilden hierfür die VDI-Richtlinie 3673 sowie weitere Regeln. Die Bauwerke müssen entweder dem Explosionsdruck standhalten oder aber Berstöffnungen freigeben, die eine Entlastung in ungefährdete Außenbereiche ermöglichen.

Grundlage bilden hierfür in der Regel die Anforderungen des Amtes für Arbeitsschutz. Soweit hiervon Bauwerke betroffen sind, ist eine Prüfung in statischer Hinsicht erforderlich.

Beim Gewässerschutz handelt es sich zum Teil um bauliche Anlagen, die zum Beispiel nach der DAfStb-Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen bemessen sind. Auch hier ist eine Prüfung in statischer Hinsicht erforderlich.

Sofern der Prüfsingenieur die Anerkennung nach dem Wasserhaushaltsgesetz besitzt, ist auch eine Prüfung in bautechnischer Hinsicht möglich, also auch bei Folienabdichtung mit allen flankierenden Maßnahmen. In diesem Fall wird die Einhaltung der Bedingungen insbesondere der Dichtheit nach dem Wasserhaushaltsgesetz ausgesprochen. Beide Prüfsingenieurleistungen sind zusätzliche Arbeiten, so daß die Gebühren in Anpassung an den Leistungsumfang festgelegt werden müssen.

Die Leitung der Veranstaltung hat der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik in NRW, Diplom-Ingenieur Otto Lennertz. Die Teilnahme kostet 80 DM. Anmeldungen im Ministerium unter der Telefon-Nummer 02 11/38 43-2 23.

Am 5. November im Bauzentrum München

Vorträge über Beton als Schutz gegen wassergefährdende Stoffe

Am 5. November 1998 veranstalten der Deutsche Beton-Verein und die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik von 10 bis 17.15 Uhr im Bauzentrum München ein Fachseminar über „Beton als Schutz gegen wassergefährdende Stoffe“.

Im Vordergrund der Referate steht die Umsetzung von § 19 des Wasserhaushaltsgesetzes, nach dem Anlagen zum Lagern, Abfüllen, Herstellen, Behandeln und Verwenden von wassergefährdenden Stoffen so eingebaut, aufgestellt und betrieben werden müssen, daß eine Verunreinigung der Gewässer ausgeschlossen ist.

Zu dieser Vorschrift hat der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton 1992 erstmals eine „Richtlinie Be-

tonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“ herausgegeben, die 1996 in überarbeiteter Fassung erschienen ist.

Das Seminar am 5. November wird dazu folgende Themen behandeln:

- Anforderungen an Bauwerke aus Stahlbeton für den Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (Dr.-Ing. V. Papenhäuser, Hoechst AG Frankfurt),
- Entwurf und Bemessung unbeschichteter Betonbauteile (Prof. Dr.-Ing. Woerner, TU Darmstadt),
- Vorgaben für die Technologie flüssigkeitsdichter Betone (Dr.-Ing. R. Breitenbücher

(Philipp Holzmann AG, Frankfurt/Main),

- Konstruktion und Ausführung (Dr.-Ing. G. Timm, Ingenieurbüro Windels - Timm - Morgen, Hamburg),
- Qualifikation, Verantwortung und Chancen des Bauunternehmens (Univ.-Prof. Dr.-Ing. L. Lohaus, Ruhr-Universität Bochum),
- Ursache, Vermeidung und Instandsetzung von Schäden an Außenbauwerken (Univ.-Prof. em. Dr. techn. E.h. R. Springenschmidt, TU München),
- Ausgeführte Baumaßnahmen (Dr.-Ing. J. Frey, Hoechst AG Frankfurt/Main),
- Anwendung und Vorspannung (Dipl.-Ing. Th. Friedrich, Domostatik AG, Zürich).

Die Teilnahmegebühr beträgt 250 DM. Auskünfte und Anmeldungen beim Deutschen Beton-Verein in Wiesbaden (Fax: 06 11/1 40 31 50).

Nach dem Muster der bayerischen Prüfm Ingenieure

Auch Nordrhein-Westfalen richtet eine Bewertungs- und Abrechnungsstelle ein

Sie soll Anfang 1999 ihre Arbeit aufnehmen

Die Prüfm Ingenieure für Baustatik wollen, nach dem Muster der bayerischen Prüfm Ingenieure (s.a. *Der Prüfm Ingenieur*, Heft 12) nun auch in Nordrhein-Westfalen eine Bewertungs- und Abrechnungsstelle für Prüfaufträge einrichten. Die Abrechnungsstelle soll bereits Anfang 1999 ihre Arbeit aufnehmen.

Die nordrhein-westfälischen Prüfm Ingenieure, die zugleich staatlich anerkannte Sachverständige sind, erhoffen sich von einer solchen Bewertungs-

und Abrechnungsstelle wesentliche Verbesserungen bei allen durch das Gesetz vorgeschriebenen Prüfaufträgen, vor allem auch bei ihrer Tätigkeit als staatlich an-

erkannte Sachverständige für die Prüfung der Standsicherheit.

Im Rahmen einer Mitgliederversammlung der Vereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Nordrhein-Westfalen hat sich die überwiegende Mehrheit der Anwesenden (bei einer Enthaltung und einer Neinstimme) dafür ausgesprochen, eine solche Bewertungsstelle zur Festsetzung des jeweiligen Prüfhonorars einzurichten.

Darüber hinaus soll die Bewertungsstelle als zentrale Abrechnungsstelle eingerichtet werden. Der Vorstand der Landesvereinigung erhielt deswegen den Auftrag, die erforderlichen Klärungen sofort in Angriff zu nehmen.

Auf der Grundlage der Bauordnung

Erste Prüffingenieure für vorbeugenden Brandschutz in Sachsen anerkannt

Sie werden im Auftrag der Bauaufsicht hoheitlich tätig

Das Sächsische Staatsministerium des Innern hat mit Wirkung vom 1. August 1998 sechs Prüffingenieure für vorbeugenden Brandschutz im Freistaat Sachsen anerkannt. Damit ist ein weiterer Schritt zur Übertragung von Aufgaben der Bauaufsichtsbehörden an private Prüffingenieure getan, denn die neuen Prüffingenieure für vorbeugenden Brandschutz werden, wie die Prüffingenieure für Baustatik, im Auftrag der Unteren Bauaufsichtsbehörde als beliehene Unternehmer hoheitlich tätig.

Die Bewerber, für die die gleichen allgemeinen Voraussetzungen gelten, wie für die Prüffingenieure für Baustatik, hatten sich entsprechend den Festlegungen der Verordnung des Sächsischen Innenministeriums über Bauvorlagen und bautechnische Prüfungen (Bauvorl-/BauPrüfVO), einem vierstufigen Anerkennungsverfahren zu unterziehen, das von der Prüfung der Erfüllung der Anerkennungsvoraussetzungen über die Begutachtung ausgewählter Arbeiten auf brandschutztechnischem Gebiet bis zur schriftlichen und mündlichen Prüfung durch die Oberste Bauaufsichtsbehörde reichte.

Zur Unterstützung der Vorbereitung auf die Prüfungen hatten die Architekten- und die Ingenieurkammer Sachsens sowie die Landesvereinigung der Prüffingenieure für Baustatik und der Verband Beratender Ingenieure in Abstimmung mit der Obersten Bauaufsichtsbehörde und der Feuerwehr entsprechende Weiterbildungsseminare organisiert.

Die Aufgaben des Prüffingenieurs für vorbeugenden baulichen Brandschutz umfassen, neben der Prüfung des Brandschutzkonzeptes,

dessen Vorlage in der Bauvorl-/BauPrüfVO von 1997 gefordert wird, auch die diesbezügliche Bauüberwachung und Bauzustandsbesichtigung. Bei der Prüfung, ob das Vorhaben den Anforderungen an den vorbeugenden baulichen Brandschutz entspricht, sind vom Prüffingenieur insbesondere zu kontrollieren:

- Abstandsflächen,
- Zugänge und Zufahrten für die Feuerwehr sowie deren Bewegungs- und Aufstellflächen,
- Löschwasserversorgung,
- Brandabschnittsbildung,
- Rettungswege,
- Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen,
- Rauch- und Wärmeabzug,
- Maßnahmen zur Brandmeldung und Brandbekämpfung.

Der statisch-konstruktive Brandschutz (Nachweis der Feuerwiderstandsklasse der tragenden Bauteile) ist dem Bereich der Standsicherheit zugeordnet und wird daher weiterhin vom Prüffingenieur für Baustatik geprüft.

Die Prüfung des vorbeugenden baulichen Brandschutzes erfolgt auf der Grundlage der Bauordnung und der damit zusammen-

hängenden Vorschriften und Richtlinien der eingeführten Technischen Baubestimmungen und der maßgebenden Allgemein Anerkannten Regeln der Technik. Über Ausnahmen und Befreiungen von Vorschriften der Bauordnung bzw. damit in Zusammenhang stehender Regelungen entscheidet die Bauaufsichtsbehörde. Der Prüffingenieur hat im Prüfbericht darzulegen, ob er dies für gerechtfertigt hält.

Die Prüffingenieure für vorbeugenden baulichen Brandschutz haben die Brandschutzdienststellen zu beteiligen und deren zur Wahrung des abwehrenden Brandschutzes begründet erhobenen Forderungen zu berücksichtigen.

Für ihre Tätigkeit erhalten die Prüffingenieure für vorbeugenden baulichen Brandschutz gegenwärtig eine Vergütung nach Zeitaufwand, deren Obergrenze für die Prüfung des Brandschutzkonzeptes und der diesbezüglichen Bauüberwachung jeweils bei 30 % der Gebühr für die Prüfung des rechnerischen Nachweise der Standsicherheit bezogen auf die Bauwerksklasse 3 liegt. Die Bauaufsichtsbehörde, die diese Vergütung schuldet, berücksichtigt die Rechnung des Prüffingenieurs bei dessen Gebührenrechnung so, daß die Prüfung des vorbeugenden baulichen Brandschutzes durch den privaten Prüffingenieur für den Bauherrn kostenneutral ist.

Zur organisatorischen Einbindung und Vertretung der gemeinsamen Interessen beabsichtigt die Vereinigung der Prüffingenieure für Baustatik in Sachsen, die Prüffingenieure des vorbeugenden baulichen Brandschutzes als Mitglieder aufzunehmen und den Namen der Landesvereinigung zu ändern in: Vereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik in Sachsen.

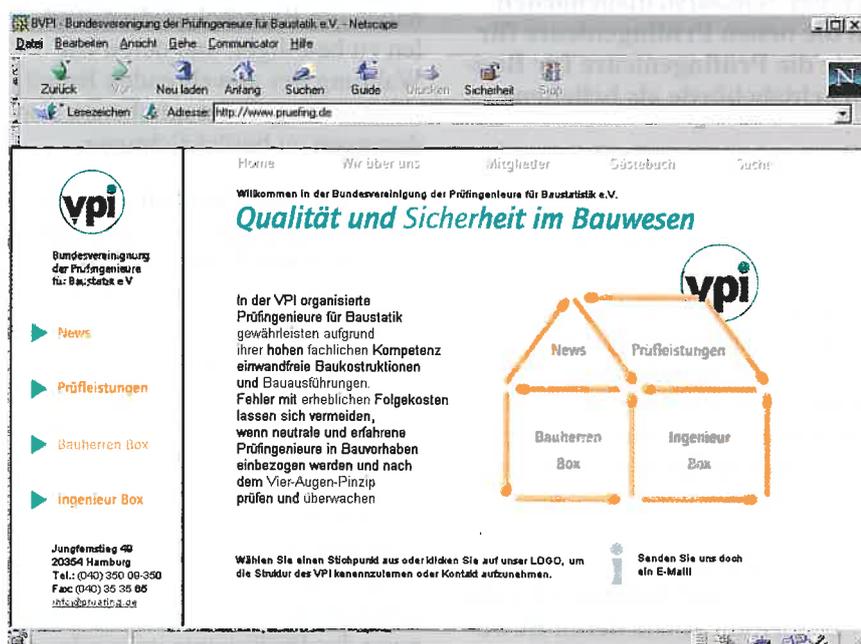
Prof. Dr.-Ing. habil Bernd Dressel, Vorsitzender der Vereinigung der Prüffingenieure für Baustatik in Sachsen

Bauherrenbox/Ingenieurbox/Mailbox

BVPI im Internet: http://www.pruefing.de

Seit August dieses Jahres sind die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik und alle Landesvereinigungen auch im Internet vertreten. Die Homepage unter <http://www.pruefing.de> und ihre informativen Folgeseiten, dienen als Sprachrohr für die Prüfm

eurbox eingerichtet. Sie wendet sich an alle Bauingenieure und Architekten und informiert in technischen Mitteilungen über die Handhabung von Normen und Regelwerken. Weiterhin werden Auszüge aus der Zeitschrift „Der Prüfm Ingenieur“ abgedruckt.



genieure in Gesprächen mit der Bauwirtschaft, den Behörden, den Ministerien und den Beratenden Ingenieuren im Hinblick auf Qualität und Sicherheit im Bauwesen.

Für Bauherren wird der Nutzen der bautechnischen Prüfung als Instrument zur Erhaltung der Sicherheit und Qualität in einer sogenannten Bauherrenbox erläutert. Außerdem findet der potentielle Bauherr dort die notwendigen Informationen und Ansprechpartner für eine qualitätssichernde Baubegleitung im aktuellen Mitgliederverzeichnis.

Für die Prüfm Ingenieure selbst, aber auch für alle anderen Bauingenieure wurde eine Ingeni-

erbox eingerichtet. Aktuelle Informationen stehen unter dem Stichwort News zur Verfügung. Hier findet der Nutzer Ankündigungen von Tagungen und Seminaren sowie Pressemitteilungen der Vereinigung.

Der Internetnutzer hat auch die Möglichkeit, aktiv mit der BVPI zu kommunizieren und seine Fragen und Bedürfnisse an die BVPI in der Mailbox zu formulieren, die umgehend beantwortet werden.

Sollten Sie Anregungen oder Wünsche für die Internetseiten der BVPI haben, so wenden Sie sich bitte an die Geschäftsstelle unter der Fax-Nummer 0 40/35 35 65.

Wünsche und Kritik sind erwünscht

Komprimierte Fassung von EC 6 zum Testen in den Ingenieurbüros

Der Eurocode 6 ist vor einiger Zeit mit seinem Nationalen Anwendungsdokument zur Erprobung durch die Praxis mit einem Umfang von 147 plus 24 Seiten der Öffentlichkeit übergeben worden.

In „anwendbarer Fassung“ hat Dr.-Ing. E. Buchholz diese Norm in Heft 1-1998 der Zeitschrift „Das Mauerwerk“, auf ca. zehn Prozent des ursprünglichen Umfangs komprimiert, und zwar so, daß sie einerseits in der Sache unverändert blieb, aber andererseits auf die Praxis ausgerichtet ist.

Die komprimierte Fassung ist also für Ingenieurbüros mit dem Zweck erarbeitet worden, den EC 6 der Praxis vorzustellen. Der Verfasser ist daran interessiert, daß hierzu ein Echo zurückfließt, denn: Eine neue Norm muß überprüft werden. Nur aus der praktischen Anwendung können Ablehnung, Kritik oder Wünsche erfolgen.

Hierauf möchten wir an dieser Stelle hinweisen.

Solange der Vorrat reicht, kann der Verfasser zum Selbstkostenpreis von DM 7,00 Fortdrucke an Interessierte versenden. Sie sollten dann Kontakt aufnehmen mit:

Dr.-Ing. E. Buchholz
Ingenieurgruppe Bauen
76135 Karlsruhe
Hübschstr. 21
Fax: 07 21/82 99-75

Seit 30 Jahren Partner bei Windels – Timm – Morgen

BVPI-Präsident Timm wurde 60 Jahre alt

400 Gäste beim Empfang in Hamburg

Im Jahre 1971 wurde Dr.-Ing. Günter Timm dritter Partner in dem renommierten Hamburger Ingenieurbüro von Dr.-Ing. Karl Peters und Dr.-Ing. Rolf Windels. Dies hat er nicht nur seiner eisernen Zielstrebigkeit, sondern vor allem seiner ingenieösen Begabung zu verdanken, die er nun schon seit nahezu 30 Jahren im Ingenieurbüro Windels – Timm – Morgen ausübt. Seit acht Jahren ist Dr. Timm – neben seinen vielen ehrenamtlichen Tätigkeiten in Forschung und praktischer Umsetzung – auch als Präsident der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik tätig – und seit rund drei Monaten – genauer: seit dem 12. Juli 1998 – ist er 60 Jahre alt.

Dieses Datum war seinen beiden Partnern Anlaß, um auf hamburgiensische Art einen Empfang zu geben, der sich zum Rendezvous eines ausgesuchten Teils der ingenieurfachlichen Kompetenz auswuchs. Aus ganz Deutschland waren mehr als 400 geladene Gäste angereist und gaben sich im Hamburger Curio-Haus ein Stelldichein, um dem einstigen Schüler, dem Freund, dem Kollegen, dem Berater oder dem früheren Konsesemester zu gratulieren.

Die Erinnerungen, die dabei an das erzählt und berichtet wur-

den, was diese 400 Menschen mit Dr. Timm verband und heute noch verbindet, den einen mehr, den anderen etwas weniger, gaben beredete Auskunft über das Leben eines Ingenieurs, dem, wie es in einer Pressemeldung der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik hieß, „die Ethik und die Moral des Ingenieurstandes immer ein zentrales Anliegen“ gewesen ist. Die Qualität des Bauens, immer wieder korrigiert durch die Anwendung neuestens technischen Wissens und aktueller wissenschaftlicher Erkenntnis, die war es und die ist es, die Dr. Timm sein

Leben lang als Ingenieur praktizierend im Sinn hatte.

Deswegen wohl auch hat Dr. Timm sein individuelles ingenieurtechnisches Wissen und seine praktisch erworbene Erfahrung nicht nur in den Dienst des Renommées des eigenen Büros, sondern auch in den Dienst der Allgemeinheit gestellt. Seit vielen Jahren ist er Mitglied oder Vorsitzender zahlreicher Normenausschüsse und regelsetzender Gremien, wo er vielen als einer der Besten gilt, wenn es darauf ankommt, die Ergebnisse wissenschaftlichen Suchens und Findens in die gebaute Realität umzusetzen.

Diese seine Eigenart haben alle hervorgehoben, die an diesem Tag öffentlich das Wort ergriffen: sein langjähriger Freund Dr.-Ing. Martin Weber, Vorsitzender des Verbandes Beratender Ingenieure in Hamburg, der insbesondere seines Freundes soziales Engagement betonte, sein ehemaliger Lehrer an der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Dr.-Ing. Klaus Stiglat, der daran erinnerte, daß Timm seinerzeit am Lehrstuhl für Baustatik von Professor Bernhard Fritz als Hilfsassistent geholfen habe, das Stiglat-Wippel'sche Tabellenwerk „Platten“ 1964/65 umfangreichen graphischen und rechnerischen Kontrollen zu unterziehen, und sein Prüfsingenieur-Kollege Dr.-Ing. Klaus Kunkel, der als Vizepräsident der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik, Dr. Timms Wirkung auf seine Umgebung auf den Punkt brachte. Kunkel erzählte, daß er, als er gebeten wurde, sich zur Wahl für die Vizepräsidentschaft zur Verfügung zu stellen, die Absicht gehabt habe, nach Hamburg zu fahren, um Dr. Timm persönlich kennenzulernen. Bei dieser Gelegenheit habe man ihm gesagt: „Sie brauchen nicht extra nach Hamburg zu fahren, um ihn kennenzulernen: mit dem kommt man zurecht.“ -kw-



BVPI-Präsident Dr. Günter Timm wurde 60.: Hier gratuliert ihm in Beisein seiner Frau sein ehemaliger Lehrer an der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Dr.-Ing. Klaus Stiglat (rechts).

Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauten in situ

Ein Beitrag zur Substanzerhaltung und Ressourcenschonung

Bauen ist notwendig, kostet aber Geld und belastet die Umwelt. Im Bereich des Bauwesens lassen sich ökonomische wie ökologische Ressourcen am effektivsten schonen, sofern vorhandene Bauten neuen Anforderungen ohne aufwendige Maßnahmen angepaßt oder ihre Nutzungsdauer ohne Einbuße an Sicherheit verlängert werden können. Bei der Klärung der Tragsicherheit und Gebrauchsfähigkeit vorhandener Bauten kann in geeigneten Fällen der obligatorische rechnerische Nachweis durch Belastungsversuche in situ ergänzt werden. Im folgenden Beitrag soll deren Methodik und Technik in Grundzügen beschrieben und ihre vorteilhafte Anwendung an praktischen Beispielen dargestellt werden.

**Prof. Dr.-Ing.
Klaus Steffens**



studierte Bauingenieurwesen an der TH Hannover und wurde 1975 an die Hochschule Bremen berufen; 1979 gründete er dort das Labor für Experimentelle Statik; seit 1991 leitet er das Verbund-Forschungsvorhaben „Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauwerken in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung“.

1 Einführung

Bauten werden in Planung und Ausführung regelmäßig für spezielle Anforderungen und eine begrenzte Nutzungsdauer ausgelegt. Im Zeitalter knapper Ressourcen, häufiger Nutzungsänderung, umweltbedingter Schäden und der Folgen unzureichender Bauwerksunterhaltung, insbesondere in den östlichen Bundesländern, ergeben sich bei vorhandenen Bauten Fragen der Umnutzung, des Umbaus und der Restnutzungsdauer als Basis für Investitionsentscheidungen. Voraussetzung für die Bausubstanzerhaltung ist der Nachweis von Tragsicherheit und Gebrauchsfähigkeit vorhandener Bauten. Ihr üblicher rechnerischer Nachweis setzt voraus, daß neben der Geometrie, Lagerung und Belastung alle wesentlichen Werkstoffeigenschaften und Zustandsmerkmale bekannt sein müssen und daß es gelingt, das Tragverhalten wirklichkeitsnah mathematisch zu beschreiben.

Die Bauwirklichkeit zeigt aber, daß in vielen Fällen eine oder mehrere Voraussetzungen für den rechnerischen Tragsicherheitsnachweis nicht bekannt oder unsicher zu bestimmen sind. Gründe dafür liegen vor bei

- mangelhaften oder fehlenden statischen Unterlagen,
- Mängeln in der Bauausführung,
- Schädigung der Werkstoffe,
- unklarem Lastweg, unzutreffender Modellbildung,
- geänderten (erhöhten) Anforderungen durch Umbau und Nutzungsänderung.

In derartigen Fällen lohnt es gelegentlich, einen Belastungsversuch in situ am vorhandenen Bauwerk vorzunehmen. Voraussetzung hierfür ist jedoch eine schädigungsfreie Durchführung, die weder die Tragsicherheit noch die Dauerhaftigkeit des Objektes beeinträchtigt. Sie bedingt den Einsatz einer zuverlässigen, kostengünstigen und rasch einsetzbaren mobilen Baustellenmeßtechnik. Auf diesem Weg ist in den letzten Jahren viel geschehen.

Im Forschungsverbund EXTRA zwischen der (federführenden) Hochschule Bremen, der Technischen Universität Dresden, der Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur in Leipzig und der Bauhaus-Universität Weimar wird durch Bündelung der vorhandenen unterschiedlichen Kapazitäten die experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen *in situ* auf wissenschaftlicher Grundlage in Methodik, Technik, Sicherheit und Wirtschaftlichkeit fortentwickelt und an Pilotobjekten kurzfristig zur Anwendung gebracht.

digung des Bauteils, so daß diese Schranke allgemein nicht überschritten werden darf, um das Bauwerk weiter nutzen zu können.

Der observierte Widerstand $\max R$ basiert regelmäßig auf einem Kurzzeit-Belastungsversuch. Er muß unter Berücksichtigung aller im folgenden Nutzungszeitraum möglichen Widerstandsminderungen auf den Wert $\text{red } R_d$ abgemindert werden. Der verbleibende, nutzbare Zuwachs des Bemessungswertes der veränderlichen Einwirkung ΔQ_d ist stark abhängig von den rechnerisch nicht erfaßten Systemreserven, der Ausführungsqualität und dem baulichen Zustand (Schädigungsgrad) des untersuchten Bauteils. Er kann in ungünstigen Fällen auch negativ sein!

2 Methodik

Die Methodik experimenteller Nachweise läßt sich vereinfacht gemäß **Abb. 1** beschreiben:

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

Der extern einzutragende Lastanteil $\text{ext } F_U$ kann zweckmäßig unter Einsatz stählernen, mobilen Belastungsgeräts durch einen internen Kräftekreislauf erzeugt werden [1]. Diese Lösung ermöglicht hohe regelbare Versuchslasten, ist flexibel einsetzbar und selbstsichernd durch den Einsatz von Hydraulikpressen zur Testlasterzeugung unter Vermeidung absturzgefährdeter Massenkräfte.

In der deutlichen Mehrzahl aller praktischen Fälle wird die mögliche Schädigungsgrenze nicht ausgenutzt, weil der Bemessungswert der Einwirkung

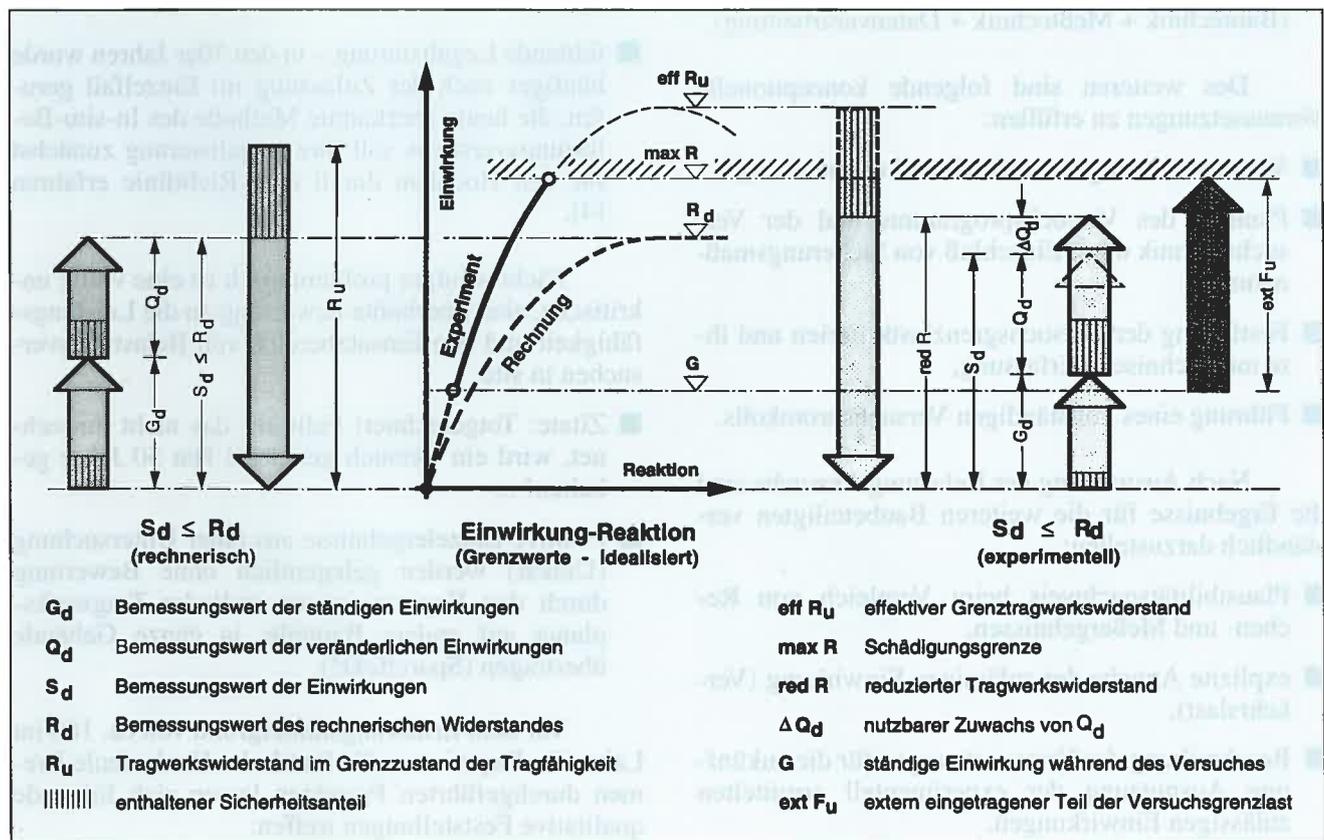


Abb. 1: Gegenüberstellung der rechnerischen und experimentellen Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen auf der Basis gleicher Sicherheiten

gen S_d einschließlich aller Sicherheitsanteile nur eine geringere Versuchslast erfordert.

Nähere Angaben über das Sicherheitskonzept und die Durchführung von Belastungsversuchen an Massivbauwerken sind der Literatur zu entnehmen [2], [3].

3 Voraussetzungen und Bedingungen

Die wichtigsten grundsätzlichen Voraussetzungen zur praktischen Anwendung sind

- für Experimente prinzipiell geeignete Bauteile als Anwendungsobjekte,
- eine flexible, regelbare Belastungsvorrichtung,
- eine Online-Meßtechnik mit sofortiger grafischer Darstellung der Meßergebnisse auf dem Bildschirm zum sicheren Erkennen der Versuchsgrenzlast und
- erfahrenes, sehr vielseitig ausgebildetes Personal (Bautechnik + Meßtechnik + Datenverarbeitung).

Des weiteren sind folgende konzeptionelle Voraussetzungen zu erfüllen:

- Voruntersuchungen (stofflich und rechnerisch),
- Planung des Versuchsprogramms und der Versuchstechnik unter Einschluß von Sicherungsmaßnahmen,
- Festlegung der Versuchsgrenzlastkriterien und ihrer meßtechnische Erfassung,
- Führung eines vollständigen Versuchsprotokolls.

Nach Auswertung der Belastungsversuche sind die Ergebnisse für die weiteren Baubeteiligten verständlich darzustellen:

- Plausibilitätsnachweis beim Vergleich von Rechen- und Meßergebnissen,
- explizite Angabe der zulässigen Einwirkung (Verkehrslast),
- Beschreibung der Voraussetzungen für die zukünftige Ausnutzung der experimentell ermittelten zulässigen Einwirkungen,
- Angaben zu Instandsetzungs- und Überwachungsmaßnahmen.

4 Erfahrungen

Die 70er und 80er Jahre waren gekennzeichnet durch einen fulminanten Einzug der elektronischen Datenverarbeitung in alle Bereiche des Bauwesens. Betroffen war nicht nur die Bautechnik, insbesondere die Baustatik, sondern auch die Ingenieurausbildung. Experimentieren als Methode der Bauteilanalyse, des Tragsicherheitsnachweises und als Lernprozeß galt fortan als „Hintertreppenwissenschaft“ sowohl in der Anwendungspraxis als auch in der Hochschullehre.

Die zeitversetzte Einführung der DV in die automatisierte Belastungs- und Meßtechnik bot jedoch die Gelegenheit, Experimentieren als Lern- und Untersuchungsmethode ergänzend zum analytischen Vorgehen in die Bauingenieurwissenschaft wieder einzuführen und fortzuentwickeln.

Die meisten tätigen Bauingenieure haben keine eigene Experimentierfahrung und stehen diesem - konkurrierend statt hilfreich empfundenen - Verfahren noch mit Reserve gegenüber. Hauptursachen sind:

- fehlende Informationen,
- fehlender Anreiz – die HOAI „bestraft“ jene Planer, die kostengünstigere Alternativen einbeziehen,
- fehlende Legalisierung – in den 70er Jahren wurde häufiger nach der Zulassung im Einzelfall gerufen, die heute anerkannte Methode des In-situ-Belastungsversuchs soll ihre Legalisierung zunächst für den Hochbau durch eine Richtlinie erfahren [4].

Nicht weniger problematisch ist eine völlig unkritische, aber überhöhte Erwartung an die Leistungsfähigkeit und den Einsatzbereich von Belastungsversuchen in situ:

- Zitate: Totgerechnet! Falls Ihr das nicht hinrechnet, wird ein Versuch gemacht! Hat 50 Jahre gehalten! ...
- Positive Einzelergebnisse aus einer Untersuchung (Unikat) werden gelegentlich ohne Bewertung durch den Experimentator und/oder Tragwerksplaner auf andere Bauteile, ja ganze Gebäude übertragen (Spareffekt!).

Vor dem Erfahrungshintergrund von ca. 160 im Labor für Experimentelle Statik der Hochschule Bremen durchgeführten Projekten lassen sich folgende qualitative Feststellungen treffen:

Dem Labor angetragene Problemfälle (ca. 1%o {?}) aller Fälle im Einzugsbereich) lassen sich differenzieren:

- 20 % sind hoffnungslos (Abriß und Neubau oder konventionelle Ertüchtigung),
- 40 % lassen sich nach genaueren Voruntersuchungen mit einem angemessenen Rechenverfahren konventionell nachweisen (Zitat: „Stellt man diesem Problemfeld [dem des Planers] den ebenso bösen wie zutreffenden Satz voraus, daß es wesentlich leichter sei, den Planer als das Haus zu wechseln... [5]),
- 20 % lohnen ökonomisch nicht, weil die Untersuchungskosten in keinem attraktiven Verhältnis zu der erhofften Kostensenkung stehen,
- 19 % zeigen ein positives technisches und ökonomisches Ergebnis,
- 1 % sind negativ verlaufen (wegen nicht erkannter, gravierender Baufehler). Dieses geringe Fehlresultat beruht auf sorgfältiger Voruntersuchung/Vorauswahl der Aufgaben und ist keineswegs der systematischen Überlegenheit von Belastungsverfahren gegenüber der statischen Berechnung zuzuordnen.

5 Anwendungsbeispiele

Die folgende Matrix ausgeführter Beispiele veranschaulicht die Vielseitigkeit der praktischen Anwendung experimenteller Methoden in der Bautechnik. Sie weist auf die Komplexität der Problemstellung hin, die bei der Erhaltung vorhandener Bausubstanz einschließlich denkmalpflegerischer Belange auftreten können.

Tab.: 1: Anwendungsbeispiele für Belastungsversuche

LABOR FÜR EXPERIMENTELLE STATIK, HOCHSCHULE BREMEN			
Experimentelle Bewertung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken, (Projektanzahl 1980 bis 1998)			
Veranlassung	Hochbau Industriebau	Ingenieurbau Tiefbau	Brückenbau
Nutzlasterrhöhung	28	14	6
Umbau, Aufstockung	10	7	1
Bauschäden	4*	6	5
Baufehler	6*	3	1
Gewährleistung	6*	5	1
Überwachung	14	5	1
Entwicklung	6	3	1
Hybride Statik	3	7	7
Denkmalpflege	9	1	1
Summe	86	51	24

* In Tabelle 1 sind insgesamt 500 Balkonuntersuchungen jeweils als ein Projekt aufgenommen.

5.1 Pionierkaserne Koblenz-Metternich: Konversion

Für die zivile Nutzung einer Kaserne mußte die Verkehrslast auf $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$ angehoben werden (Hörsäle). Ein rechnerischer Nachweis für die Stahlsteindecke gelang nicht.



Abb. 2: Ehemaliges Mannschaftsgebäude



Abb. 3: Mobiler Belastungsrahmen für $ext F_u \leq 750 \text{ kN}$



Abb. 4: Lastgeschirr und Meßbasen zur Verschiebungsmessung

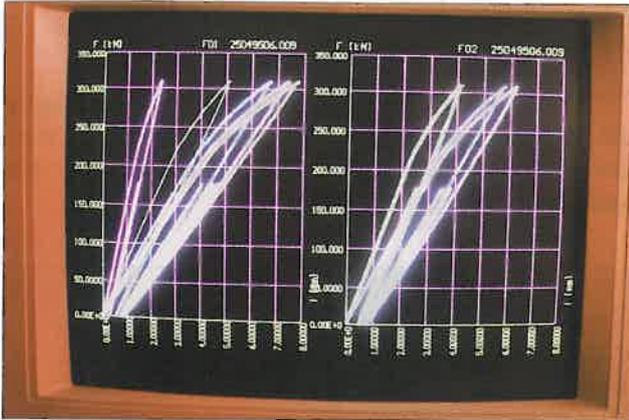


Abb. 5: Monitorbild der Kraft-Verschiebungskurven

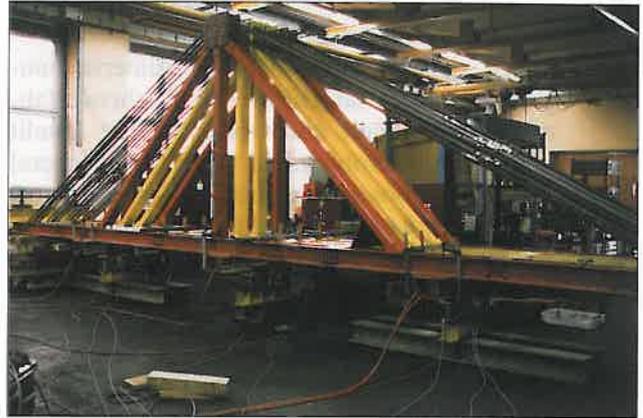


Abb. 8: Zur Erzeugung ext $F_{max}=2600$ kN mußten vier Belastungsrahmen gebündelt werden

5.2 Realschule Wittlich/Mosel: Aufstockung

Die ehemalige Dachdecke (STAKA-Decke) mußte unter Aufrechterhaltung des Schulbetriebes für höhere Nutzlast nachgewiesen werden.



Abb. 6: Gebäudeansicht mit der Aufstockung



Abb. 9: Die Nebenunterzüge (Fischbauchträger) spannen über $l = 11,7$ m. Aufnahme der Bauteilreaktionen: Stahldehnungen, Betonstauchungen, Schallemission, Rißweiten, Durchbiegungen



Abb. 7: Lastgeschirr und Meßtechnik auf der alten Dachdecke

5.3 Mercedes Benz in Bad Homburg: Nutzlasterhöhung

In der Ventilfabrik mußten aus logistischen Gründen die Verkehrslasten drastisch angehoben werden.

5.4 Balkone in Koblenz; unsichere Tragfähigkeit

Die vier- bis neungeschossigen Reihenhäuser sind mit Reihen übereinanderliegender Balkone aus-



Abb. 10: Versuchsaufbau



Abb. 11: Hebelarm und Meßbasis



Abb. 12: Lasthaken und Lastbock

gestattet. Für die Balkone waren stichprobenartige Aufschlüsse vorgenommen worden. Lage und Zustand der statischen Bewehrung waren demnach stark streuend und ergaben größtenteils keine ausreichende rechnerische Tragsicherheit.

Für die alternative experimentelle Tragsicherheitsbewertung wurde ein spezielles, leicht umsetzbares und anpassungsfähiges Belastungsgerät entwickelt, welches keinerlei Maßnahmen an den Balkonen erforderte.

5.5 Warenverteilungszentrum Unna: Hochregaleinbau

Das Zentrallager sollte mit Hochregalen ausgestattet werden, deren Stützenlasten $F \leq 300$ kN betragen. Ein Überschlag der rechnerischen Tragfähigkeit des Hallenbodens ergab zulässige Stützenlasten von $F \approx 150$ kN mit der Folge, daß die Gründung der meisten Stützen durch Bohrpfähle geschehen mußte – mit negativen Auswirkungen durch lange Bauzeit,



Abb. 13: Die Verkehrsflächen der Hallenböden standen nur an einem Wochenende für Belastungsversuche zur Verfügung

Störung des Betriebs, Schmutz und bedeutende Kosten. Die Verkehrsflächen der Hallenböden standen nur an einem Wochenende zur Verfügung. Die experimentelle Tragsicherheitsermittlung gegen Durchstanzen erfolgte mit Hilfe eines Mobilkranes, gegen dessen Pratzenausleger über Standardbelastungsgeschirr die variable Testlast beliebig verfahrbar aufgebracht werden konnte.



Abb. 14: Erzeugung der verfahrbaren variablen Testlast mit Hilfe eines 54-t-Mobilkranes mit Standardbelastungsgeschirr

5.6 Krypta der St.-Ulrichs-Kirche in Rastede: Denkmalpflege

Das Kreuzgratgewölbe der Krypta in St. Ulrichs wird durch vier Gipssäulen gestützt, die vermutlich aus dem 11. Jahrhundert stammen. Die Säulenschäfte zeigen radiale Längsrisse und geben Anlaß



Abb. 15: Ansicht der Kirche



Abb. 16: Mit elektrischen Dehnungsmeßstreifen ausgestatteter Säulenschaft

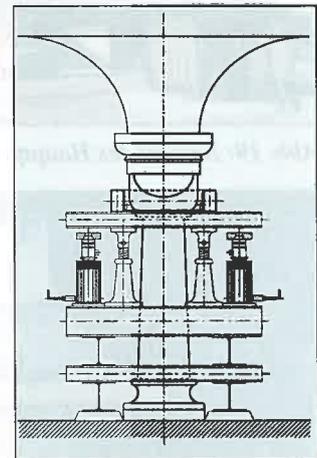


Abb.: 17: Einrichtung zur Entlastungspressung mit Trägerpall, Hydraulikpressen, Spindeln und Lastkranz am Kapitell

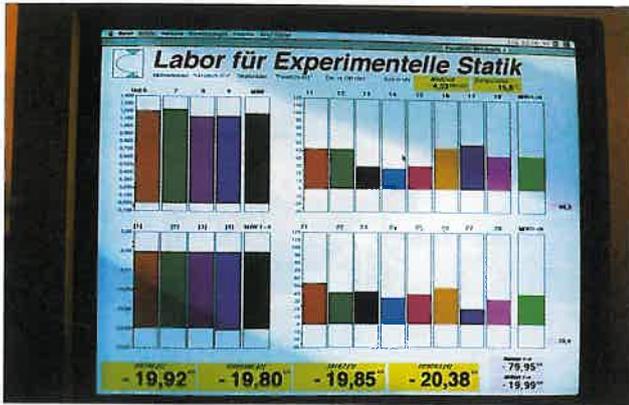


Abb. 18: Monitorbild der Kräfte, Dehnungen und Verschiebungswege bei Totalentlastung

zur Besorgnis über ihre Tragsicherheit. Mittels einer Entlastungspressung wurden exemplarisch bei der am meisten gefährdeten Säule Verformungsmessungen vorgenommen, um die Auflast sowie deren Exzentrizität zu erkunden und die vorhandene ungleichmäßige Lastverteilung durch neue Kopffugenverpressung auszugleichen.

5.7 Reichstagsgebäude in Berlin: Umbau, Denkmalpflege

Beim Umbau des Reichstagsgebäudes zum Sitz des Deutschen Bundestages wurden die nicht hi-



Abb. 19: Ansicht des Hauptportals

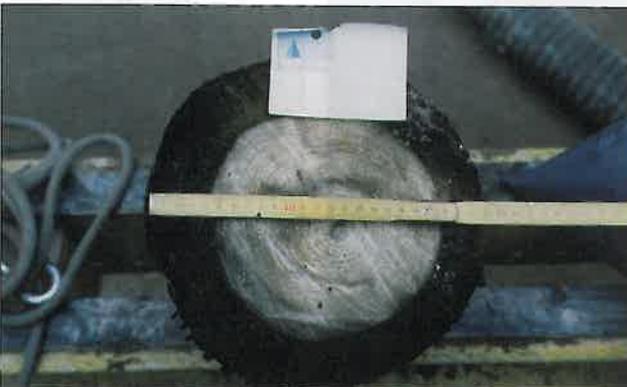


Abb. 20: Rottungsgeschädigter Kiefernholzpfahl



Abb. 21: Testbaugrube im Zentralbereich



Abb. 22: 2-achsig verschiebbares Pfahlbelastungsgerät für Versuchsgrenzlasten F_{1200} kN

storischen Einbauten bis zur alten Gründungssohle entfernt. Zur Gründungsoptimierung für erhöhte Deckenlasten mußten experimentelle Erkundungen an der Tragfähigkeit der Spickpfahlgründung im züglichen Zentralbereich durchgeführt werden.

5.8 Hindenburgschleuse in Hannover-Anderten: Nutzlasterhöhung



Abb. 23: Kammer der Hindenburgschleuse

Nischenpoller in Binnenschiffahrtsschleusen älterer Bauart sind für Trossenzüge $F \leq 100$ kN ausgelegt worden. Größere Schiffe mit Decksladung erfordern Bemessungslasten $F \leq 200$ kN in beliebiger horizontaler Richtung, die nur experimentell nachgewiesen werden konnten.



Abb. 24: Geschraubtes Haltekreuz mit Zapfenantrieb

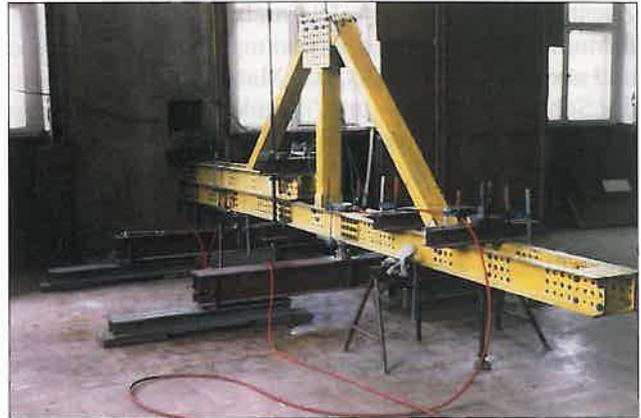


Abb. 27: Mobiler Belastungsrahmen mit Lastverteilungsgerät auf dem Parkettboden



Abb. 25: Testlastvorrichtung für den Pollerzapfen mit variabler Zugrichtung

5.10 Warftenkirche Campen (Ostfriesland): Denkmalschutz

Durch Horizontalschub der Gewölbe und des Dachstuhls hatten sich Horizontalverformungen der Kämpfer eingestellt mit der Folge bereichsweiser Ribbildung im Gewölbemauerwerk. Zur Bestandssicherung wurden im Kircheninnern in Kämpferhöhe



Abb. 28: Kreuzrippengewölbe mit Zugstangen

5.9 Kammer der Technik Berlin: Umbau

Das denkmalgeschützte Bauwerk in unmittelbarer Nachbarschaft des Reichstagsgebäudes soll für den parlamentarischen Betrieb umgebaut werden. Die Stahlsteindecken mit Schlackeschüttung zwischen Stahlträgern weisen rechnerisch unzureichende Tragfähigkeit auf.



Abb. 26: Ansicht des 6-stöckigen Kammergebäudes



Abb. 29: Hydraulische Pressen und Verschiebungsmessung zur Steuerung der Vorspannkkräfte

Zugstangen eingezogen. Die nicht abschätzbare Verformungssteifigkeit der Gründung, Pfeiler, Gewölbe und auch des Dachstuhls, das Materialkriechen sowie der Schlupf der Stahl- und Verankerungskonstruktion verhindern eine zuverlässige Abschätzung der Vorspannkraft mittels analytischer Rechnung. Um das „Anspringen“ des Gewölbes und damit die Wiederherstellung dieser teilweise gestörten Tragfunktion zu kontrollieren, wurde die Vorspannkraft über hydraulische Pressen in Abhängigkeit von der Verschiebungsmessung der jeweiligen Gewölbescheitel (vertikal) und der Kämpfer (horizontal) gesteuert.

5.11 Spundwand am AG-Weser-Kai in Bremen: Bauschäden

Die Stahlspundwand ist in zwei Lagen rückverankert und wies in Teilbereichen horizontale Auslenkungen von mehreren Dezimetern auf. Mit einer mobilen Testvorrichtung konnten in der unteren Ankerlage (Tidebereich) gebrochene Anker identifiziert und vorhandene Ankerkräfte gemessen werden.



Abb. 30: Ansicht gegen die Spundwand mit Arbeitsschiff

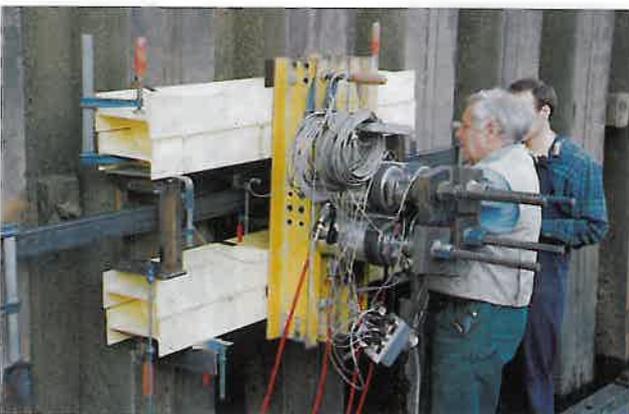


Abb. 31: Mobile Testvorrichtung für Versuchsgrenzlasten $\max F = 1400 \text{ kN}$

5.12 Straßenbrücke über den Ludwigscluster Kanal in Mecklenburg: Systemidentifikation

Fehlende Bauunterlagen und Unzugänglichkeit wesentlicher Bauteile erforderten eine Systemidentifikation für eine zutreffende Einstufungsrechnung in eine Brückenklasse gemäß DIN 1072.



Abb. 32: Überfahrt durch zwei 36-t-Mobilkrane zur Teillasterzeugung



Abb. 33.: Durch umfangreiche Meßtechnik, insbesondere Neigungsmesstechnik, konnte eine günstige Rahmentragwirkung der Stahlbetonbrücke nachgewiesen werden.

6 Literatur

- [1] Steffens, K.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauten in situ; Der Prüferingenieur (1993) H. 3, S. 22–34
- [2] NN: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauten in situ zum Zwecke der Substanzerhaltung oder Umnutzung, Abschlußbericht des Kooperativen Forschungsprojektes EX-TRA; Hochschule Bremen (1995), Eigenverlag
- [3] Quast, U.: (s. Prüferingenieur 13, S. 23–30)
- [4] NN: Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken, Teil I Hochbau, Fassung August 1997; DAfStb – AA Prüfverfahren, UA „Betonkonstruktionen“ (unveröffentlicht)
- [5] Schulze, J.: Der Planer; Arbeitsheft des Arbeitskreises Bautechnik der Vereinigung der Landesdenkmalpfleger in der Bundesrepublik Deutschland (1998) H. 4, 1. Aufl.

Zum Stand der Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken

Belastungsversuche allein können im allgemeinen keine Alternative zu rechnerischen Nachweisen sein

Für die Beurteilung der Sicherheit bestehender Bauwerke in Zusammenhang mit ihrer Erhaltung oder Umnutzung gibt es im Hochbau keine festgeschriebenen Regeln. Hier besteht ein Freiraum, in dem sich ingenieurmäßiges Denken und Handeln bewähren kann. Dies wird aber längst nicht von allen Tragwerksplanern so gesehen. Im folgenden Beitrag wird deshalb die nicht ganz widerspruchsfreie Geschichte und der voraussichtliche Inhalt der Belastungs-Richtlinie für Massivbauwerke beschrieben, die der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton derzeit aufstellt. Fazit des Beitrags: Die Ergebnisse von Belastungsversuchen können entweder zur Anpassung der Berechnungsannahmen an die tatsächlichen Verhältnisse dienen oder auch unmittelbar zur Feststellung ausreichend großer Tragfähigkeit. Belastungsversuche sind also keine Alternative zu rechnerischen Nachweisen, sondern eine ergänzende Maßnahme zu ihnen, wenn trotz gründlicher Bauwerksuntersuchung und trotz weitergehender Überlegungen und verfeinerter Berechnungen noch Fragen verbleiben.



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulrich Quast

war Beratender Ingenieur und Prüflingenieur für Baustatik in Hamburg, wurde 1977 Professor am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig und leitet seit 1985 den Arbeitsbereich Massivbau an der TU Hamburg-Harburg.

1 Einleitung

Für die Beurteilung der Sicherheit bestehender Bauwerke in Zusammenhang mit ihrer Erhaltung oder Umnutzung gibt es im Hochbau keine festgeschriebenen Regeln. Hier besteht ein Freiraum, in dem sich ingenieurmäßiges Denken und Handeln bewähren kann. Dies wird aber längst nicht von allen Tragwerksplanern so gesehen.

Die Beurteilung der Sicherheit bestehender Bauwerke ist wiederholt Thema internationaler wissenschaftlicher Kongresse gewesen. Das CEB Bulletin 243 (1998) [1] gibt hierzu einen aktuellen Überblick. Das DAFStb Heft 467 (1996) [2] behandelt diese Fragen in Zusammenhang mit dem Verstärken von Betonbauteilen. Die Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe von innovativer Bauwerksüberwachung ist Forschungsaufgabe des SFB 477 „Bauwerksüberwachung“ (1998) [3]. Mit geeigneter Bauwerksüberwachung soll die Nutzungsdauer von Bauwerken beträchtlich verlängert werden oder es sollen Umnutzungen zugelassen werden, die nach den üblichen Regeln nicht möglich wären.

Mit den üblichen Regeln, insbesondere mit statischen Berechnungen nach üblichen Regeln, ist man bei diesen sehr vielgestaltigen Aufgaben bald am Ende des Lateins. Was bleibt zu tun? „Über die experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen in situ“ hat Steffens (1993) [4] berichtet. In seinem neuerlichen Bericht wird Steffens (1998) [5] über einige seiner 160 allein vom Labor für Experimentelle Statik der Hochschule Bremen erfolgreich durchgeführten Belastungsversuche informieren. Er stellt dabei auch den mit der verlängerten Nutzung geleisteten Beitrag zur Ressourcenschonung besonders heraus. Diese nicht unbeträchtliche Zahl durchgeführter Belastungsversuche mag für den bestehenden Bedarf an Belastungsversuchen angesehen werden. Wäre der Bedarf geringer, wenn es beispielsweise allgemein anwendbare Regeln zur Bewertung bestehender Tragwerke wie in Kanada gäbe, über die Allen (1993) [6] berichtet? Diese Regeln lassen Abminderungen der

Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen auf 1.25 bis 1.08 und für veränderliche Einwirkungen auf 1.50 bis 1.10 zu, je nachdem, wie die Schadensfolge oder die Personengefährdung zu bewerten ist und je nachdem ob und mit welchem Ergebnis Überwachungen und Überprüfungen vorgenommen wurden.

Ob für Belastungsversuche überhaupt eine Richtlinie erforderlich ist, kann durchaus unterschiedlich beurteilt werden. Ein Unterausschuß eines Arbeitsausschusses des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, DAfStb (1997), hat die Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken, Teil 1 Hochbau, in der Fassung vom August 1997 [7] vorgelegt. Die Fachkommission Baunormung hat bereits erkennen lassen, daß keine Bedenken bestehen, wenn zum Nachweis der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit ergänzend zur Berechnung Belastungsversuche entsprechend den Grundsätzen der Richtlinie durchgeführt werden.

Zur Fassung August 1997 der Richtlinie hat eine Arbeitsgruppe des DAfStb-Ausschusses für Bemessung und Konstruktion Änderungen angeregt, über die der Unterausschuß am 30./31.07.98 noch nicht abschließend befunden hat. Nachfolgend kann deshalb noch nicht über die endgültige Fassung berichtet werden. Es ist sicherlich auch wichtiger, über Grundsätzliches und über das Entstehen dieser Richtlinie zu berichten.

2 Vorgeschichte

2.1 Auftrag zur Erstellung der Richtlinie

Der DAfStb-Arbeitsausschuß „Prüfverfahren“, hat auf seiner Sitzung am 26.09.91 den entscheidenden Anstoß gegeben. Es wurde protokolliert:

„Sowohl nach dem Grundlegendokument Standsicherheit als auch nach Eurocode 2 Teil 1 sind Bauteilprüfungen anstelle rechnerischer Nachweise zulässig. Vor allem im Ausland legt man Wert auf Bauteilversuche, wenn sich beispielsweise durch Versuche höhere Bruchlasten nachweisen lassen als durch Rechnung. In den TGL-Standards finden sich hierzu ebenfalls ausführliche Regelungen.“

Inwieweit mit diesen Aussagen auch schon Versuche an bestehenden Bauwerken oder Bauwerksteilen zur Feststellung ausreichender Tragfähigkeit gemeint waren, könnte unterschiedlich beurteilt werden.

Der DAfStb-Unterausschuß „Betonkonstruktionen“ des Arbeitsausschusses „Prüfverfahren“ hat seine Aufgaben in der Niederschrift zur ersten Sitzung am 11.06.92 entsprechend festgehalten:

„Beurteilung der Bausubstanz nicht nur rechnerisch, sondern auch durch Versuche vor Ort. Aufgaben in den alten und neuen Bundesländern vorhanden. Auch in Hinsicht auf die zukünftigen Anforderungen im vereinten Europa sollten Grundlagen erarbeitet werden.“

2.1.1 Eurocode 1, DIN ENV 1991-1:1994 (12.95)

Im Abschnitt 8 dieser vorläufigen Norm [8] wird die versuchsgestützte Bemessung erläutert, die unter dem Schlagwort „design by testing“ bekannt ist. In einer Anmerkung heißt es:

„Einige Absätze dieses Kapitels können in Fällen, in denen das Verhalten eines bestehenden Tragwerkes zu untersuchen ist, ebenfalls hilfreich sein.“

Im informativen Anhang D werden weitere Angaben zur Tragwerksplanung mit Hilfe von Versuchen gemacht. Versuche dürfen, auf den hier vorliegenden Fall begrenzt, bei folgender Sachlage ausgeführt werden:

- Wenn Materialeigenschaften oder Lasteinflüsse nicht ausreichend bekannt sind;
- wenn angemessene Rechenmodelle nicht zur Verfügung stehen;
- wenn das tatsächliche Tragwerksverhalten von Interesse ist;
- um Prüfnachweise festzulegen, die bei der Tragwerksplanung vorausgesetzt wurden.

Als Versuchsarten, die Tragwerksplanern durchaus geläufig sind, werden genannt:

- (a) Versuche, um die Grenztragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeitseigenschaften vom tragenden Bauteil unmittelbar festzustellen, z. B. Brandversuche;
- (b) Versuche, um besondere Baustoffeigenschaften zu ermitteln, z. B. Bodengutachten an der Baustelle oder Prüfung neuer Baustoffeigenschaften;
- (c) Versuche, um Unsicherheiten bei Einflußgrößen für Lastannahmen oder Tragfähigkeitsmodelle zu vermindern, z. B. Windkanalversuche, Versuche an Prototypen im Maßstab 1:1, Versuche an maßstäblichen Modellen;
- (d) Prüfungen, um die Güte von angelieferten Bauprodukten oder die Gleichmäßigkeit von Produkteigenschaften bei der Herstellung zu kontrollieren, z. B. Prüfung von Beton;

- (e) Versuche während der Bauausführung, um tatsächlich auftretende Bedingungen zu berücksichtigen, z. B. Bodenverhältnisse;
- (f) Kontrollversuche, um das tatsächliche Verhalten von Tragwerken und tragenden Bauteilen nach deren Fertigstellung zu überprüfen.

2.1.2 TGL Standards

In der DDR gab es vier Teile der TGL 33 407, Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit auf Grund experimenteller Erprobung: Grundsätze, Fertigteile, Fertigteilverbindungen und Bauwerke, Bauwerksteile [9]. In TGL 33 407 / 04 (11.86) heißt es abschließend im Abschnitt 8.3, Bautechnische Unterlagen für das experimentell erprobte Bauwerk oder Bauwerksteil:

„... Sie gelten als Ergänzung oder als Ersatz entsprechender theoretischer Berechnungen nach TGL 33401/01.“

Über die Hintergründe dieser Norm, insbesondere zu Überlegungen zum Sicherheitskonzept, haben Opitz (1992) [10] und Schmidt, Opitz (1993) [11] berichtet. Hier ist zu betonen, daß die experimentelle Erprobung als Ergänzung zu einer Statischen Berechnung in Frage kam, aber auch als Ersatz für eine Statische Berechnung, wenn die Trag- und Nutzungsfähigkeit nicht ausreichend genau und zuverlässig durch rechnerische Nachweise unter Verwendung der am Bauwerk oder Bauwerksteil gewonnenen Baustoffkennwerte und geometrischen Werte bestimmt werden konnte.

2.1.3 Zum Forschungsvorhaben EXTRA

Der Name dieses vom Bundesminister für Forschung und Technologie (BMFT) geförderten Vorhabens leitet sich von „Experimenteller Tragsicherheitsbewertung“ ab. Über erste Ergebnisse berichtete Steffens (1993) [4]. Einige Formulierungen in diesem Beitrag, vom Verfasser autorisiert oder nicht, erregten Widerspruch; beispielsweise: „Eine wirkungsvolle Computer-Hilfe alternativ zum rechnerischen Stand sicherheitsnachweis“ oder „Zerstörungsfreie Traglastermittlung“. Vorausgegangen war, daß eine Pressemitteilung des BMFT über Forschungsergebnisse bereits zu einer Kontroverse mit dem Bundesminister für Verkehr (BMV) geführt hatte. Er wandte sich insbesondere dagegen, daß mit der Pressemitteilung der Eindruck erweckt wird, daß allein durch einen Belastungsversuch eine Aussage über die Tragfähigkeit gemacht werden kann und daß dann auch ein nicht unbedeutender Teil des Erhaltungsaufwandes für Brücken eingespart werden kann.

Der Autor hörte von der Idee, Messen statt Rechnen, durch den Zeitungsbericht von Blum (1993) [12]. Zu lesen war dort u.a.:

„... Auch wenn die Ingenieure wenig über einen Bau wissen, müssen sie auf Nummer Sicher gehen; in ihre Rechnungen bauen sie daher große Sicherheitsreserven ein. Die Folge: Oft verlangen Statiker Abriß und Neubau, obwohl das gar nicht nötig wäre. ...“

Was letztlich Veranlassung für den beschriebenen Belastungsversuch an der 98 Jahre alten Heiliggeistbrücke, einer massiven Bogenbrücke in Hamburg, war, wird in diesem Zeitungsartikel nicht gesagt. Aber der Leser kann vernehmen:

„Statische Berechnungen wären hier im Grunde genommen Kaffeesatzlesen gewesen.“

2.1.4 Zu Belastungsversuchen

Die oben angedeuteten schrillen Begleittöne zum Forschungsvorhaben EXTRA forderten weiteren Widerspruch heraus. Daß ein Belastungsversuch für sich allein eine Aussage über die tatsächlich vorhandene Tragfähigkeit im Regelfall nicht liefern kann, war die wesentliche Schlußfolgerung von Kordina (1996) [13]. An Beispielen erläuterten Iványi und Buschmeyer (1996) [14], daß bei vertieften Kenntnissen über Baugewohnheiten und den Stand der Wissenschaft Belastungsversuche vor Ort bei Betonbrücken auf Ausnahmefälle beschränkt bleiben können. Ein Bericht der Chefredakteurin Greiner-Mai (1996) [15] zum Forschungsvorhaben EXTRA veranlaßte erneut eine Erwiderung und eine ergänzende Stellungnahme aus dem BMV.

2.1.5 Zu Probelastungen nach DIN 1045 (11.59)

Erst mit DIN 1045 (01.72) wurden Regelungen zur Probelastung aufgegeben. Zuvor galt:

„Probelastungen sollen auf das unbedingt Nowendige beschränkt werden. ... Hierbei ist darauf zu achten, daß bei balkenartigen Tragwerken keine in der Festigkeitsberechnung nicht vorgesehene Einspannung oder Gewölbewirkung auftritt. ... Bei Deckenplatten und -balken soll als Probelast höchstens das 1.5fache der Verkehrslast p aufgebracht werden; bei Brücken und anderen Bauwerken, bei denen auf die Vermeidung sichtbarer Zugrisse im Beton besonderer Wert gelegt werden muß, sind höchstens die wirklichen, der Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten aufzubringen.“

Mit DIN 1045 (01.72) wurde auch der Übergang vom Nachweis zulässiger Spannungen unter

Gebrauchslast zum Nachweis einer ausreichend großen Bruchsicherheit vollzogen. Mit der Probebelastung konnten vorhandene Spannungen noch unmittelbar am Bauwerk untersucht werden und mit zulässigen Spannungen verglichen werden. Wie untersucht man aber ein Bauwerk hinsichtlich seiner ausreichend großen Bruchsicherheit, ohne es zu zerstören? Wenn keine entsprechend großen Überbemessungen vorliegen, wird dies mit dem Konzept des globalen Sicherheitsbeiwertes nach gültiger DIN 1045 kaum gelingen. Mit dem Konzept geteilter Sicherheitsbeiwerte wird dies schon eher möglich sein. Allerdings wird auch bei neuzeitlichen Ingenieurkonstruktionen ohne Überbemessungen meistens keine Aussicht auf Erfolg bestehen, es sei denn, man nutzt beispielsweise die mittragende Funktion eines Verbundstrichs.

Die TGL 33 407 / 04 (11.86) [9] basiert auf dem Konzept geteilter Sicherheitswerte. Entsprechend wird auch bei EXTRA verfahren und entsprechend ist auch die Richtlinie DAfStb (1997) [7] aufgebaut.

3 Richtlinie für Belastungsversuche

Nachfolgend werden die wesentlichen Einzelheiten der Richtlinie und die wesentlichen die Anregungen behandelt, die vom DAfStb-Arbeitsausschuß „Bemessung und Konstruktion“ zur Verbesserung der Fassung August 1997 vorgeschlagen wurden.

3.1 Allgemeines

3.1.1 Anwendungsbereich

Die Richtlinie gilt für Belastungsversuche in situ an Bauwerken oder Bauwerksteilen des Hochbaus aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Bei anderen Massivbauwerken des Hochbaus darf diese Richtlinie sinngemäß angewendet werden.

Anstelle nur zu sagen, daß Belastungsversuche ausgeführt werden dürfen, „wenn rechnerische Nachweise zur Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsbewertung nicht ausreichen“, wurde vorgeschlagen:

„Belastungsversuche können den Standsicherheitsnachweis bestehender Bauwerke aus besonderem Anlaß ergänzen, wenn standsicherheitsrelevante Fragen trotz einer gründlichen Bauwerksuntersu-

chung und Berechnungen auf dem derzeitigen Stand der Technik nicht mit der erforderlichen Sicherheit beantwortet werden können. Sie dürfen erst durchgeführt werden, wenn die Tragfähigkeit auf der Grundlage rechnerischer Nachweise bewertet und die Schwachstellen des Tragwerks aufgespürt worden sind, und nur dann, wenn ein Versagen ohne Vorankündigung ausgeschlossen werden kann.“

3.1.2 Prüfstelle

Belastungsversuche dürfen nur solche Prüfstellen durchführen, die diesbezüglich über ausreichende Kenntnisse und Erfahrungen verfügen. Amtlich anerkannte Materialprüfanstalten, Hochschulinstitute des Konstruktiven Ingenieurbaus und Landesgewerbeanstalten genügen im allgemeinen diesen Anforderungen, andere Prüfstellen müssen ihre Eignung bei der zuständigen Bauaufsicht nachweisen.

3.2 Voruntersuchungen

3.2.1 Beurteilung des Bauwerkszustandes

Der Erhaltungszustand (Ist-Zustand) ist soweit zu erfassen, wie es auch zur Beurteilung der möglichen Auswirkungen eines Belastungsversuches erforderlich ist. Bezüglich der Einzelheiten reicht ein Hinweis auf die DAfStb Richtlinie (1990) [16] und das DAfStb Heft 467 (1996) [2] aus. Auf diese Weise werden unnötige Wiederholungen aber auch unterschiedliche Regelungen weitestgehend vermieden.

Die Beurteilung der vorhandenen Tragfähigkeit hat nach dem Konzept geteilter Sicherheitsbeiwerte zu erfolgen. Abweichend von DIN ENV 1991-1:1994 (12.95) [8] dürfen verminderte Teilsicherheitsbeiwerte nach DAfStb Heft 467 (1996) [2] angesetzt werden: Für bekannte ständige Einwirkungen 1.15, für Beton 1.40 und für Beton- oder Spannstahl 1.10.

3.2.2 Notwendigkeit eines Belastungsversuches

Ergänzend zu rechnerischen Untersuchungen und keineswegs ausschließlich alternativ zu ihnen, können Belastungsversuche durchgeführt werden, wenn sie durch besondere Anlässe begründet erscheinen, wie z.B.:

- Unsicherheiten des Berechnungsmodells,
- Unklarheiten beim Zusammenwirken von Bauteilen oder Bauteilabschnitten,
- Beurteilung des Einflusses von Schäden im Ist-Zustand,

- Beurteilung der Wirksamkeit zuvor durchgeführter Verstärkungsmaßnahmen,
- Nachweis der Zulässigkeit bzw. Vertretbarkeit des Ansatzes von verminderten Teilsicherheitsbeiwerten.

Der Belastungsvorgang ist durch qualifizierte rechnerische Nachweise in allen Einzelheiten vorzubereiten (Vorausberechnung). Diese müssen auf die zu erwartenden lastabhängigen Meßwerte und auf folgende weitere Einzelheiten eingehen:

- Abschätzung von Zustands- und Systemänderungen sowie kritischen Verformungen (z.B. gerissener und ungerissener Zustand),
- Ermittlung der unter Eigenlasten im Beton, Betonstahl und Spannstahl vorhandenen Spannungen und Dehnungen. Die rechnerischen Ergebnisse können dabei durch experimentell gewonnene Ergebnisse ergänzt oder ersetzt werden (z.B. Rückverformungsmessungen, Auslenkungsmessungen),
- Erfassung möglicher Schadensentwicklungen durch den Belastungsversuch und Festlegung meßtechnischer Maßnahmen zu deren rechtzeitiger Erkennung sowie Maßnahmen zu deren Verhinderung,
- Auswirkungen des Belastungsversuchs für die lastableitenden Bauwerksteile und den Baugrund.

3.3 Versuchsprogramm

Im Versuchsprogramm für den Belastungsversuch sind mindestens folgende Angaben erforderlich:

- Auftraggeber,
- Versuchsobjekt (Bauwerk, Bauwerksteil),
- Prüfstelle und verantwortlicher Leiter,
- Versuchsaufbau mit Belastungsvorrichtung, Lasteinleitung, Lastverteilung und evtl. erforderliche Schutz- und Abfangvorrichtungen,
- Meßtechnik und Meßstellenpläne,
- Versuchsablauf,
- maßgebende Versuchsgrenzlaster und ihre meßtechnische Erfassung.

3.4 Durchführung

Witterungsbedingten Einflüssen ist nachzugehen. Besondere Einflüsse wie zum Beispiel veränderliche Zwangswirkungen sind zu beachten.

3.4.1 Versuchsgrenzlaster

Die Versuchsgrenzlaster ist so festzulegen, daß zuverlässig meßbare Größen erwartet werden können, aber Schädigungen vermieden werden. Hierzu müssen angegebene Grenzwerte für zulässige Dehnungen im Belastungsversuch unbedingt eingehalten werden.

Die Belastungen können entweder mit einer möglichst wirklichkeitsnahen Belastungsanordnung, meistens in Form gleichwertiger Einzellaster, aufgebracht werden oder aber auch abweichend hiervon mit einer besonderen Versuchsbelastung, deren Ergebnisse anschließend rechnerisch auf die zu beurteilende Situation übertragen werden.

3.4.2 Protokoll

Über die Durchführung des Belastungsversuchs ist ein Protokoll anzufertigen, das mindestens die Angaben über die Prüfstelle und den verantwortlichen Leiter, die Dokumentation des Versuchsablaufs mit aufgetretenen Besonderheiten und die Meßergebnisse enthält.

3.4.3 Erläuterungsbericht

Die Meßergebnisse sind den Ergebnissen der Vorausberechnung gegenüberzustellen und zu interpretieren. Bei günstigerem Tragverhalten muß darauf eingegangen werden, ob die begünstigenden Einflüsse auch im Zustand der rechnerischen Tragfähigkeitsgrenze noch wirksam sind.

3.5 Auswertung der Versuchsergebnisse

Ob der in der Richtlinie vorgesehene Teilsicherheitsbeiwert von 1.0 für das beim Versuch vorhandene Eigengewicht ausreicht und ob ein Teilsicherheitsbeiwert für nachträglich wirksam werdende ständige Einwirkungen zwischen 1.0 und 1.35 ausreicht, ist noch nicht endgültig entschieden. Wenn weitergehende Abminderungen im Einzelfall nicht begründet werden, dann sollte grundsätzlich der bereits oben genannte verminderte Teilsicherheitsbeiwert von 1.15 nach DAfStb Heft 467 (1996) [2] für das beim Versuch vorhandene Eigengewicht verwendet werden und für Ausbaulaster der Teilsicherheitsbeiwert von 1.35.

Die Ergebnisse können entweder zur Anpassung der Berechnungsannahmen an die tatsächlichen Verhältnisse dienen oder unmittelbar zur Feststellung ausreichend großer vorhandener Tragfähigkeit des untersuchten Bauteils. Die Übertragung der Ergebnisse auf nachgewiesenermaßen gleichartige Bauteile ist statthaft.

Im Unterschied zur Richtlinie in der Fassung August 1997 werden Belastungsversuche zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit grundsätzlich für entbehrlich gehalten.

3.6 Bautechnische Unterlagen

Die Ergebnisse der Voruntersuchungen, das Versuchsprogramm, das Versuchsprotokoll und die Auswertung der Versuchsergebnisse sind zu den bautechnischen Unterlagen zu nehmen.

4 Sicherheit und Probebelastung

Zum Sicherheitsnachweis bei experimenteller Tragfähigkeitsprüfung wurden von Spaethe (1994) [17] und (1997) [18] neue Betrachtungsweisen vorgestellt. Der durch die Probebelastung überprüfte Teil des Bauteilwiderstandes berechtigt zu einer um diesen Anteil „gestutzten“ Verteilung. Unsicherheiten sind lediglich noch im nicht überprüften Bereich anzusetzen. Der Sicherheitsindex β ergibt sich entsprechend größer. Das hierzu von Spaethe (1997) [18] gegebene Anwendungsbeispiel veranlaßt den Verfasser allerdings zu einigen kritischen Anmerkungen.

Dieses Anwendungsbeispiel bezieht sich auf den Belastungsversuch einer Geschoßdecke aus Spannbetonplatten, die für eine Verkehrslast von 1.5 kN/m² bemessen worden sein sollten und die für eine vergrößerte Verkehrslast von 3.5 kN/m² nachgewiesen werden sollten. Die im Belastungsversuch zusätzlich aufgebrachte Last von 9.0 kN/m² ergab mit dem Eigengewicht eine Gesamtbelastung, die der 1.69fachen anzusetzenden neuen Gesamtlast entsprach. Bei dieser Last traten keine Rißbildungen auf. Der Durchbiegungsverlauf war eindeutig im linear elastischen Bereich. Dies muß stützig machen!

Entweder war die Geschoßdecke erheblich überbemessen oder der 5 cm dicke Verbundestrich hat das Tragverhalten der 14 cm dicken Spannbetonplatten entscheidend verän-

dert. Die eigene Vergleichsrechnung ergab, daß wohl der Verbundestrich beim Belastungsversuch mitgewirkt hat. Die Vergleichsrechnung ergab aber auch, daß der Sicherheitsnachweis für die 14 cm dicke Spannbetonplatte auch für die vergrößerte Verkehrslast allein mit üblichen Regeln geführt werden kann. Wegen rechnerisch nicht nachweisbarer Tragsicherheit kann der Belastungsversuch folglich nicht veranlaßt worden sein. Es ist dies insofern kein überzeugendes Beispiel dafür, daß Belastungsversuche helfen, wenn Berechnungen versagen.

Für weitergehende Überlegungen zur Frage der erforderlichen Größe der Lastbeiwerte in Belastungsversuchen ist eine Betrachtung der statistischen Verteilungen für die Einwirkung S gegenüber dem Bauteilwiderstand R und dem dabei vorhandenen Zuverlässigkeitsindex β hilfreich. Die Grundlagen hierzu und ihre Anwendung sind beispielsweise auch von Klingmüller und Borgound (1992) [19] verständlich beschrieben worden. Derartige Betrachtungen werden von Tragwerksplanern dennoch gescheut, wohl auch deswegen, weil der mathematische Aufwand einfach noch unzumutbar erscheint. Mit der Verfügbarkeit von Mathematikprogrammen hat sich die Situation grundlegend geändert. Es werden nachfolgend die mit dem Mathematikprogramm EULER [20] erstellten Diagramme zum obigen Anwendungsbeispiel gezeigt. Die mit bereitgestellten Funktionen bequem durchzuführende numerische Integration der Funktion aus Verteilungsfunktion der Einwirkung $f(S)$ multipliziert mit der Summenlinie des Widerstandes $F(R)$ ergibt die Versagenwahrscheinlichkeit p_f aus der für angenommene Normalverteilungen der zugehörige Zuverlässigkeitsindex β mit Hilfe der im Mathematikprogramm verfügbaren Funktionen auf bequeme Art berechnet werden kann.

Abb. 1 zeigt, daß mit $\beta_{\text{vorh}} = 6.02 > \beta_{\text{erf}} = 3.8$ auch für die vergrößerte Verkehrslast von 3.5 kN/m² mehr als ausreichend große Sicherheit nachgewiesen werden kann.

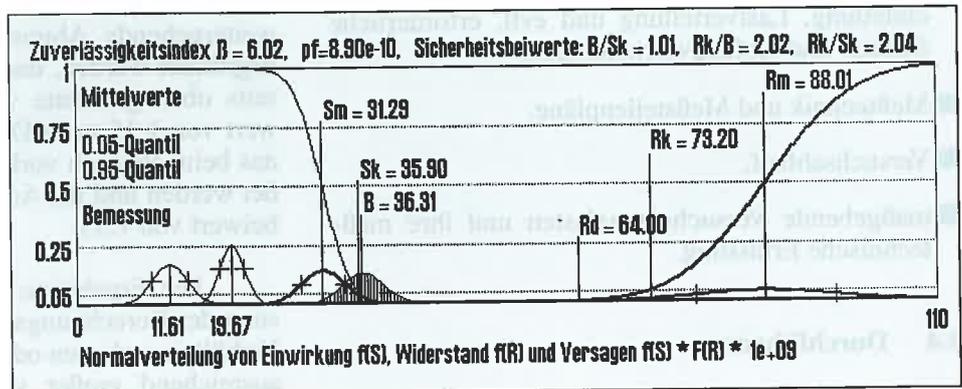


Abb. 1: Verteilung der Biegemomente aus Einwirkung S (Mittelwert 31.29 kNm, Variationskoeffizienten 0.08 und 0.20 für ständige und veränderliche Einwirkungen) und Widerstand R (Mittelwert 88.01 kNm, Variationskoeffizient 0.102).

$$\begin{aligned}
 M_{gk} &= 5.05 \times 5.94^2 / 8 &&= 22.26 \text{ kNm} \\
 M_{gm} &= 22.26 / (1 + 0.08 \times 1.645) &&= 19.67 \text{ kNm} \\
 s_g &= 0.08 \times 19.67 &&= 1.57 \text{ kNm} \\
 M_{pk} &= 3.5 \times 5.94^2 / 8 &&= 15.44 \text{ kNm} \\
 M_{pm} &= 15.44 / (1 + 0.20 \times 1.645) &&= 11.61 \text{ kNm} \\
 s_p &= 0.20 \times 11.61 &&= 2.32 \text{ kNm} \\
 S_m &= 19.67 + 11.61 &&= 31.28 \text{ kNm} \\
 S_k &= 31.28 + 1.645 \times (1.57^2 + 2.32^2)^{1/2} \\
 &= 31.28 + 1.645 \times 2.80 &&= 35.90 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Der vorhandene Sicherheitsbeiwert ist $\gamma_{vorh} = R_k / S_k = 2.04 > \gamma_{erf} = 1.75$.

Wenn mit dem Belastungsversuch nur ein Einzelbauteil überprüft werden soll, dann reicht es aus, in Erfahrung zu bringen, daß der Widerstand des Einzelbauteils mindestens so groß wie die aufzubringende Prüfbeanspruchung ist. Es ist eine ungünstige Annahme, wenn der unbekannte Widerstand des Einzelbauteils gleich der Prüfbeanspruchung gesetzt wird. Die Summenlinie $F(R)$ wird zur „Sprungfunktion“ in **Abb. 2**. Im vorliegenden Fall wird der erforderliche Sicherheitsindex $\beta_{erf} = 3.8$ nachgewiesen, wenn der 1.17fache charakteristische Wert des Gesamtbiegemoments $M_k = 35.90 \text{ kNm}$ im Belastungsversuch ertragen wird.

hier $\gamma_{erf} = 0.84 \leq 1.0$. In diesem Fall wäre es also auf jeden Fall ausreichend, das Eigengewicht für die Prüflast im Belastungsversuch nur mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_g = 1.0$ zu berücksichtigen.

Ob die allgemeinen Sicherheitsgrundlagen nach DIN ENV 1991-1:1994 (12.95) [8] wie hier geschehen unverändert auf Belastungsversuche übertragen werden dürfen, ist möglicherweise noch zu erörtern. Es könnte aber durchaus sein, daß mit solchen weitergehenden Betrachtungen zur Sicherheit zutreffendere Lastbeiwerte für Belastungsversuche ermittelt werden können. Und schließlich ist auch anzumerken, daß mit solchen weitergehenden Betrachtungen zur Sicherheit wohl auch mancher Zweifel an ausreichend großer Sicherheit ausgeräumt werden kann und ein rettender Belastungsversuch entbehrlich wird.

5 Zusammenfassung

Die Ergebnisse von Belastungsversuchen können entweder zur Anpassung der Berechnungsannahmen an die tatsächlichen Verhältnisse dienen oder auch unmittelbar zur Feststellung ausreichend großer Tragfähigkeit.

Belastungsversuche können im allgemeinen für sich allein keine Alternative zu rechnerischen Nachweisen sein. Sie sind eine ergänzende Maßnahme zu ihnen, wenn trotz gründlicher Bauwerksuntersuchung und trotz weitergehender Überlegungen und verfeinerter Berechnungen noch Fragen verbleiben.

Ein Belastungsversuch darf ebensowenig wie eine Berechnungsmethode als „black box“-Methode angewendet werden.

Vor Jahren noch bestehende unterschiedliche Auffassungen, insbesondere zu Sinn und Zweck von Belastungsversuchen, konnten allmählich einander angenähert werden. Die endgültige Richtlinie wird gegenüber der Fassung August 1997 verändert sein.

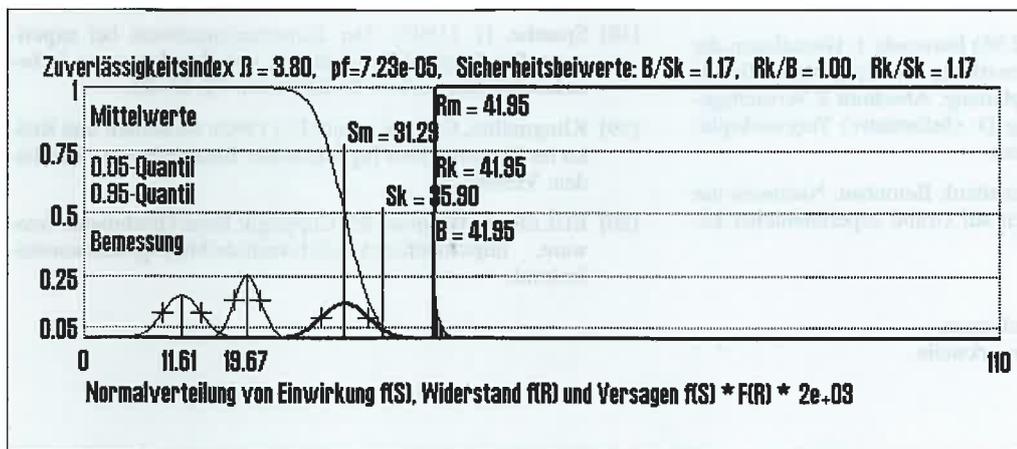


Abb. 2: Verteilung der Biegemomente aus Einwirkung S (Mittelwert 31.29 kNm , Variationskoeffizienten 0.08 und 0.20 für ständige und veränderliche Einwirkungen) und erforderlicher Widerstand R eines einzelnen Bauteils für $\beta_{erf} = 3.8$.

Der erforderliche Bauteilwiderstand errechnet sich nach der β -Methode zu:

$$\begin{aligned}
 R &= S_m + \beta \times s_s = 31.29 + 3.8 \times 2.80 = 41.95 \text{ kNm} \\
 &= \gamma_g \times M_{gk} + \gamma_p \times M_{pk} \\
 &=_{erf} \gamma_g \times 22.26 + 1.5 \times 15.44
 \end{aligned}$$

Mit dem üblichen Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen von $\gamma_p = 1.5$ ergibt sich

6 Literatur

- [1] CEB Bulletin 243 (1998): Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures. Guidance report from the Task Group 5.4 on „Assessment, Maintenance and Repair“. Comité Euro-International du Béton (CEB), Lausanne, 1998.
- [2] DAfStb Heft 467 (1996): Verstärken von Betonbauteilen – Sachstandsbericht.
Zilch, K.; Mainz, J.: 2.2 Grundsätze zur Beurteilung, S. 11–14,
Iványi, G.: 3.2.3 Probelastungen, S. 18,
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 467, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1996.
- [3] SFB 477 „Bauwerksüberwachung“ (1998) Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe von innovativer Bauwerksüberwachung. Sonderforschungsbereich der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) an der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig.
- [4] Steffens, K. (1993): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen in situ. Der Prüfmgenieur 3, 22–34.
- [5] Steffens, K. (1998): Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Bauteilen in situ. Der Prüfmgenieur 13, 14–22.
- [6] Allen, D. E. (1993): Sicherheitskriterien für die Bewertung bestehender Tragwerke. IVBH Berichte, Vol 67, Kolloquium Kopenhagen 1993, Rest-Tragvermögen von Bauwerken, S. 77–84. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, IABSE – AIPC– IVBH, Zürich.
- [7] DAfStb (1997): Richtlinie für Belastungsversuche an Massivbauwerken, Teil 1 Hochbau, Fassung August 1997. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, AA „Prüfverfahren“, UA3 „Betonkonstruktionen“.
- [8] DIN ENV 1991-1: 1994 (12.95) Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke. Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung, Abschnitt 8 Versuchsgestützte Bemessung, Anhang D: (Informativ) Tragwerksplanung mit Hilfe von Versuchen.
- [9] TGL 33 407 Fachbereichsstandard; Betonbau; Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit auf Grund experimenteller Erprobung.
/ 01 (09.84) Grundsätze,
/ 02 (09.84) Fertigteile,
/ 03 (06.85) Fertigteilverbindungen,
/ 04 (11.86) Bauwerke, Bauwerksteile.
- [10] Opitz, H. (1992): Experimenteller Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit bestehender Bauwerke und Bauwerksteile aus Stahlbeton und Spannbeton. Habilitationsschrift. TU Dresden.
- [11] Schmidt, H., Opitz, H. (1993): Zur experimentellen Bestimmung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke aus Stahl- und Spannbeton. Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden 42, H. 1, S. 5–12.
- [12] Blum, W. (1993): Brücken unter Druck. DIE ZEIT, Nr. 36, 03.09.93, S. 40. Zuschriften hierzu: DIE ZEIT, Nr. 39.
- [13] Kordina, K. (1996): Probelastung von bestehenden Bauwerken. Bautechnik 73, H. 1, 2–7.
- [14] Ivanyi, G. ; Buschmeyer, W. (1996): Beurteilung älterer Betonbrücken – Erfordernis von Belastungsversuchen. Beton- und Stahlbetonbau 91, H. 1, 1 - 6, H. 2, 37–40.
- [15] Greiner-Mai, D. (1996) EXTRA – Ein Forschungsprogramm zur experimentellen Tragsicherheitsbewertung. Bautechnik 74, H. 10, S. 655. Zuschriften hierzu: Bautechnik 74, H. 2, S. 139, 140.
- [16] DAfStb Richtlinie (1990) Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen.
Teil 1: Allgemeine Regelungen und Planungsgrundsätze
Teil 2: Bauplanung und Bauausführung.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1990.
- [17] Spaethe, G. (1994): Die Beeinflussung der Sicherheit eines Tragwerkes durch Probelastung. Bauingenieur 69, 459–468.
- [18] Spaethe, G. (1997): Der Sicherheitsnachweis bei experimenteller Tragfähigkeitsprüfung von Bauelementen in bestehenden Bauwerken. Bauingenieur 72, 85–92.
- [19] Klingmüller, O. ; Bourgund, U. (1992): Sicherheit und Risiko im Konstruktiven Ingenieurbau. Braunschweig, Wiesbaden: Vieweg.
- [20] EULER for Windows 95. Copyright René Grothmann. freeware, <http://mathsrv.ku-eichstaett.de/MGF/grothmann/euler.html>.

Die Bestimmung der Windbelastung von Bauwerken im Windkanal

Der Wind-Ingenieur sollte in die Planung eines jeden großen Projekts mit einbezogen werden

Die Wirkung des Windes auf und an Bauwerken gewinnt bei der Planung großer Gebäude und Gebäudekomplexe und bei der Stadtentwicklungsplanung immer mehr an Bedeutung. Die einzige Möglichkeit, Kraft und Konsequenz des Windes zu messen, ist der Windkanal, da alle numerischen Verfahren die Bögigkeit atmosphärischen Windes nicht genau genug erfassen können. Der Wind-Ingenieur sollte deshalb bei allen wichtigen Planungsschritten konsultiert werden. Seine Kenntnisse sind die Grundlage für eine ausreichende Prognosesicherheit. Sein Ziel ist es, die Baukosten zu reduzieren und gleichzeitig die Planungssicherheit zu erhöhen. Dieses Ziel kann dann erreicht werden, wenn der Wind-Ingenieur den Bauherrn und die anderen Planer umfassend berät. Der folgende Beitrag soll deshalb die Planungsarbeit des Wind-Ingenieurs bei der Bestimmung der Bemessungswindlasten erläutern.

Prof. H.J. Gerhardt, M. Sc. Jahrgang 1944; studierte an der RWTH Aachen Maschinenbau und Wärmetechnik; 1971 Master Degree an der Brown University, Providence, R.I., USA; seit 1976 Professor für Strömungstechnik an der Fachhochschule Aachen; 1988 Promotion an der TU Berlin; leitet heute an der Fachhochschule in Aachen das Institut für Industrieaerodynamik GmbH; zahlreiche Veröffentlichungen über



die Arbeitsgebiete Bauwerksaerodynamik, Windklima, Rauch- und Wärmeabzugsanlagen, Großraumlüftung, Windkanaltechnik, Industrieaerodynamik; Mitarbeit in zahlreichen entsprechenden Normen- und Fachauschüssen.

1 Einleitung

Das vergleichsweise junge Arbeitsgebiet der Windtechnologie, das unter anderem die Windwirkung auf und an Bauwerken behandelt, gewinnt zunehmend an Bedeutung bei der Planung großer Gebäude und Gebäudekomplexe sowie bei der Stadtentwicklungsplanung. Die Windtechnologie vereint Einflüsse der naturwissenschaftlichen Disziplinen Meteorologie, Aerodynamik, Strukturmechanik und Chemie (z.B. NO_x-Konversion bei Schadstoffausbreitungsvorgängen), **Abb. 1**. Während der Planungsphase von Bauwerken ergeben sich Fragestellungen, die mittelbar oder unmittelbar mit der Windströmung verknüpft sind, siehe **Abb. 2**. Als einzige verlässliche Lösungsmöglichkeit steht der Windkanal zur Verfügung, da selbst bei den fortschrittlichsten numerischen Verfahren die Turbulenz (Bögigkeit) des atmosphärischen Windes mit der erforderlichen Genauigkeit nicht berücksichtigt werden kann. Der Wind-Ingenieur sollte bei wichtigen Planungsschritten konsultiert werden. Dies gilt für die genehmigungsrelevanten Bereiche, z. B. beim Standsicherheitsnachweis eines Gebäudes und seiner Teilflächen, beim vorbeugenden Brandschutz im Hinblick auf die Entrauchungswirksamkeit bei Windeinwirkung und bei möglicherweise geforderten Umweltverträglichkeitsprüfungen im Hinblick auf Immissionsprognosen. In anderen Planungsbereichen ist die Kenntnis des Wind-Ingenieurs

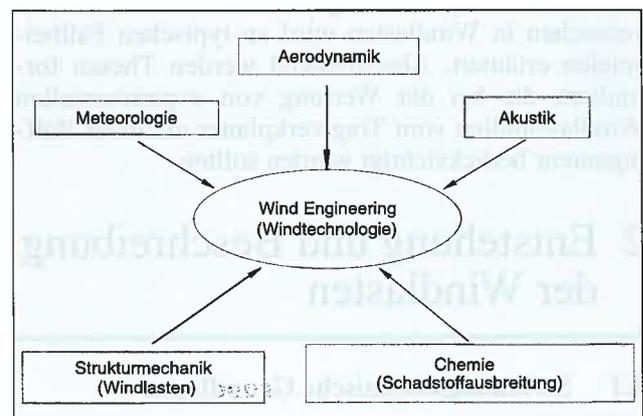


Abb. 1: Schematische Darstellung des Arbeitsgebietes „Windtechnologie“

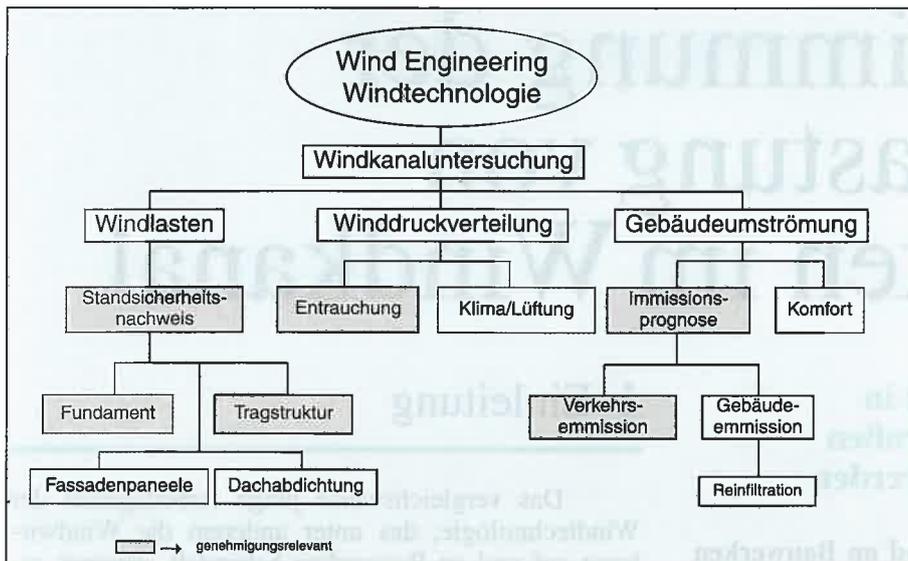


Abb. 2: Schematische Darstellung windtechnologischer Problemstellungen

Grundlage für eine ausreichende Prognosesicherheit. So beruht beispielsweise die Auslegung der Lüftungsanlage eines Gebäudes auf der detaillierten Kenntnis der Winddruckverteilung.

Ziel einer jeden windtechnologischen Untersuchung im Rahmen von Bauplanungen muß es sein, die Baukosten zu reduzieren und gleichzeitig die Planungssicherheit zu erhöhen. Dieses Ziel kann dann erreicht werden, wenn der Wind-Ingenieur den Bauherrn und die anderen Planer umfassend berät. Zur Umsetzung der Empfehlungen des Wind-Ingenieurs bei der Baugenehmigung ist seine anerkannte Qualifikation auf dem jeweiligen Anwendungssektor erforderlich. Der folgende Beitrag soll die Planungsarbeit des Wind-Ingenieurs bei der Bestimmung der Bemessungswindlasten erläutern. Nach einer kurzen Einführung in die Entstehung der Windkräfte wird ihre Beschreibung durch Windlastkonzepte erläutert. Wesentlicher Bestandteil ist dabei die Bestimmung der Formbeiwerte durch Windkanalversuche. Die zu beachtenden Randbedingungen werden diskutiert. Die Umsetzung der Ergebnisse von Windkanalversuchen in Windlasten wird an typischen Fallbeispielen erläutert. Abschließend werden Thesen formuliert, die bei der Wertung von experimentellen Windlaststudien vom Tragwerkplaner und/oder Prüfingenieur berücksichtigt werden sollten.

2 Entstehung und Beschreibung der Windlasten

2.1 Strömungstechnische Grundlagen

Die Strömungsbewegung wird durch Kräfte bestimmt, die auf ein Strömungsteilchen einwirken.

Bei der Windströmung sind dies in der Hauptsache Druckkräfte, Massenkräfte sowie Reibungskräfte und, bei Dichteunterschieden, noch die Schwerkraft. Massenkräfte greifen an einem Strömungsteilchen an, wenn sich dessen Geschwindigkeit ändert. Eine Geschwindigkeitsänderung kann mit dem Weg und/oder mit der Zeit erfolgen. Ändert sich die Geschwindigkeit nur mit dem Weg, so ist die Strömung stationär. Ändert sich die Geschwindigkeit mit der Zeit, so spricht man von instationärer Strömung. Kräfte zwischen Strömungsteilchen mit unterschiedlicher Geschwindigkeit

entstehen durch Reibung oder durch einen Massenaustausch, der gleichzeitig einen Impulsaustausch bedeutet. Ein solcher Impulsaustausch tritt z. B. durch die Schwankungen in der turbulenten Strömung auf. In der Windströmung wird diese Turbulenz als Böigkeit bezeichnet. Aus der Gleichgewichtsbedingung für die Strömungsbewegung folgt, daß die Massenkraft bei einer Geschwindigkeitsänderung durch andere Strömungskräfte ausgeglichen werden muß. Daher ändert sich in der Strömung der Druck, wenn sich die Geschwindigkeit ändert. Wird die Strömung beschleunigt, so sinkt der Druck, wird die Strömung verzögert, also aufgestaut, so steigt der Druck an. Die Massenkräfte in der Strömung werden durch die Geschwindigkeit des strömenden Volumens bestimmt. Da die Strömungsgeschwindigkeit auch in das strömende Volumen eingeht, hängen die Massenkräfte quadratisch von der Geschwindigkeit ab und es ergibt sich ebenfalls ein quadratischer Zusammenhang zwischen Strömungsgeschwindigkeit und Druckänderungen. Ohne Berücksichtigung der Reibung wird dieser Zusammenhang durch die Bernoulli-Gleichung formuliert:

$$p_1 + \frac{\rho}{2} v_1^2 = p_\infty + \frac{\rho}{2} v_\infty^2 \quad (1)$$

Der Index 1 bezeichnet den lokalen Strömungszustand, der Index ∞ den Zustand der ungestörten Anströmung, z. B. deutlich stromauf eines frei angeströmten, isoliert stehenden Bauwerks. In Gleichung (1) ist der Ausdruck $(\rho/2) v^2 = q$ die Druckänderung, die sich ergibt, wenn die Strömung bis zum Stillstand aufgestaut wird. Dieser Staudruck erfaßt die Energie der Strömungsbewegung, also die Windstärke. Da der Staudruck linear mit den Druckänderungen, aus denen die Windlasten resultieren, verknüpft ist, empfiehlt es sich, die auf Bauwerke einwirkenden Wind-

lasten auf den Staudruck q_∞ der ungestörten Anströmung zu beziehen, um so dimensionslose Beiwerte zu erhalten:

$$\text{Kräfte: } c_F = \frac{F_W}{q_\infty \cdot A} \quad (2)$$

$$\text{Drücke: } c_p = \frac{p_1 - p_\infty}{q_\infty} = \frac{\Delta p}{q_\infty}$$

Die Windlastbeiwerte c_F und c_p werden durch das Strömungsfeld des Baukörpers bestimmt. Vor dem Baukörper wird die Strömung aufgestaut und zu den Flanken hin beschleunigt. Stromab vom größten Verdrängungsquerschnitt nimmt in der Strömung um den Baukörper die Geschwindigkeit wieder ab und entsprechend der Druck wieder zu.

Die meisten Baukörper sind kantig. An den Kanten wird die Strömung stark beschleunigt und dahinter entsprechend stark verzögert. Diese mit einem Druckanstieg verbundene Verzögerung kann die Strömung im körpernahen Bereich, der sogenannten Grenzschicht nicht folgen, da durch die Reibungswirkung an der Körperwand schon kinetische Energie in der Strömung verloren geht. Außerdem stellt sich ein Überschießen der Strömungsteilchen an scharfen Kanten ein. An den Kanten kommt es daher in der Regel zu Strömungsablösungen.

Bei runden Baukörpern, z.B. bei Türmen, Schornsteinen, wird die Stelle, wo sich die Strömung bei Verzögerung durch den damit verbundenen Druckanstieg von der Körperoberfläche ablöst, unbeeinflusst von Kanten durch das freie Wechselspiel der Reibungs-, Druck- und Massenkräfte bestimmt. Von besonderem Einfluß auf die Fähigkeit der Strömung, Druckanstiege zu überwinden ist, ob ein Energieaustausch zwischen der noch nicht durch die Reibung beeinträchtigten Körperumströmung und der bereits durch die Reibung abgebremsten Strömungsteilchen der Grenzschicht an der Körperoberfläche stattfinden kann. Ein solcher Austausch ist in turbulenter Strömung wesentlich intensiver als in glatter Strömung mit nur geringen Geschwindigkeitsschwankungen quer zur mittleren Strömungsrichtung. Auch hinter Kanten wird die Größe von Ablösezone durch diese Turbulenz beeinflusst. Die Böigkeit des Windes ist also von großem Einfluß auf das Ablöseverhalten der Strömung.

Das Strömungsfeld und somit das Druckfeld um einen Baukörper wird von der Verdrängungswirkung bestimmt, die der Baukörper auf die Umströmung ausübt. Diese Verdrängungswirkung, die lokal zu hohen Geschwindigkeiten und niedrigen Drücken (hoher Sog) führen kann, wird durch Strömungsablösungen an den Luvkanten des

Körpers vergrößert. Bei quaderförmigen Baukörpern löst sich die Strömung an allen Luvkanten von der Baukörperoberfläche ab. Das Strömungsfeld um einen längs- und querangeströmten riegelartigen Baukörper ist in **Abb. 3** dargestellt. Bei dem längsangeströmten Körper findet an den Seitenwänden ein Wiederanliegen statt. Dadurch wird dem Leegebiet hinter dem Körper ein kleinerer Unterdruck aufgeprägt als bei dem querangeströmten Baukörper, an dessen Flanken und an dessen Dachfläche die Strömung nicht mehr zum Wiederanliegen kommt.

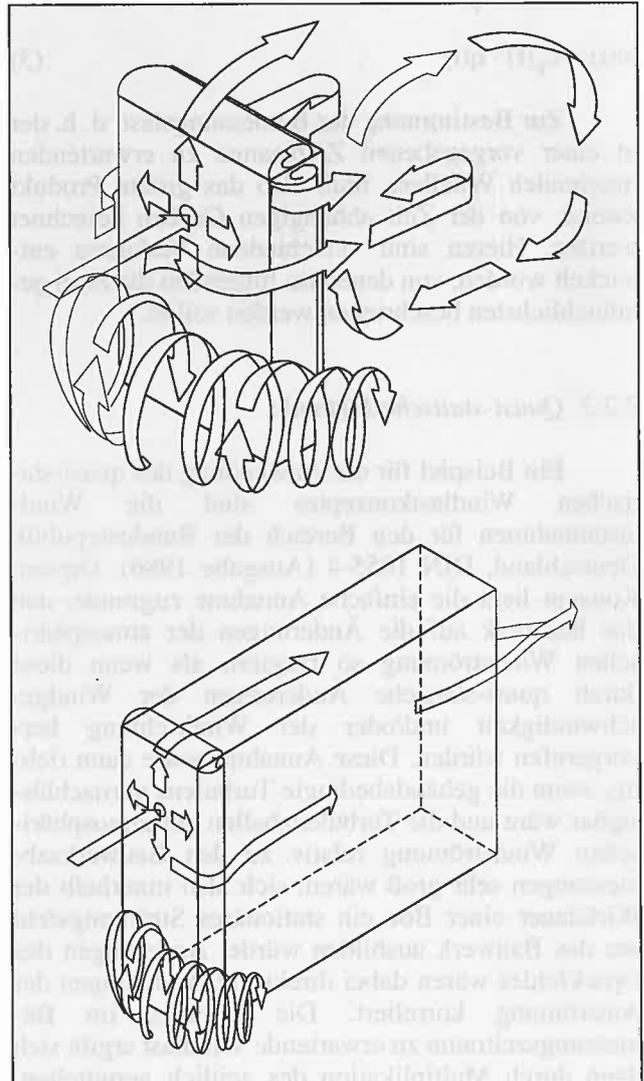


Abb. 3: Gebäudeumströmung

Hohe, langgestreckte Baukörper wie Türme und Hochhäuser, siehe **Abb. 3**, verdrängen die Strömung mehr zu den Seiten. Der Ausgleich des Unterdruckes im Leegebiet hinter dem Baukörper wird durch dessen langgestreckte Form erschwert. Daher treten hinter solchen Körpern höhere Unterdrücke auf, als hinter gedrungenen Körpern. Da sich die Drücke im Staubereich für die unterschiedlichen Baukörperformen wenig unterscheiden, sind wegen des größeren Unterdruckes im Lee die resultierenden

Windkräfte auf gestreckte Baukörper vergleichsweise größer als auf gedrungene mit gleicher Stirnfläche.

2.2 Windlastkonzepte

2.2.1 Windwirkung an Gebäuden

Die zeitabhängige Windlast w ergibt sich durch die Multiplikation zweier zeitabhängiger Größen, nämlich dem Windstaudruck q und dem Lastbeiwert c_p :

$$w(t) = c_p(t) \cdot q(t) \quad (3)$$

Zur Bestimmung der Bemessungslast, d. h. der in einer vorgegebenen Zeitspanne zu erwartenden maximalen Windlast, muß also das größte Produkt zweier, von der Zeit abhängigen Größen berechnet werden. Hierzu sind verschiedene Verfahren entwickelt worden, von denen im folgenden die zwei gebräuchlichsten beschrieben werden sollen.

2.2.2 Quasi-statische Methode

Ein Beispiel für die Anwendung des quasi-statischen Windlastkonzeptes sind die Windlastannahmen für den Bereich der Bundesrepublik Deutschland, DIN 1055-4 (Ausgabe 1986). Diesem Konzept liegt die einfache Annahme zugrunde, daß das Bauwerk auf die Änderungen der atmosphärischen Windströmung so reagiert, als wenn diese durch quasi-statische Änderungen der Windgeschwindigkeit und/oder der Windrichtung hervorgerufen würden. Diese Annahme wäre dann richtig, wenn die gebäudebedingte Turbulenz vernachlässigbar wäre und die Turbulenzballen der atmosphärischen Windströmung relativ zu den Bauwerksabmessungen sehr groß wären, sich also innerhalb der Wirkdauer einer Böe ein stationäres Strömungsfeld um das Bauwerk ausbilden würde. Änderungen des Druckfeldes wären dabei direkt mit Änderungen der Anströmung korreliert. Die höchste, im Bemessungszeitraum zu erwartende Windlast ergibt sich dann durch Multiplikation des zeitlich gemittelten, d.h. von der Zeit unabhängigen Formbeiwertes \bar{c}_p mit dem maximal zu erwartenden Windstaudruck:

$$\text{Flächenlasten (Druck, Sog): } w = \bar{c}_p \cdot q_b \quad (4)$$

Dieses physikalisch nicht begründbare Lastkonzept hat sich für die Bestimmung von Globallasten und Lasten an großen Einwirkflächen, z. B. Geschoßlasten aus Wind, bewährt. Der Grund für die Anwendbarkeit des quasi-statischen Lastkonzeptes zur Bestimmung der Windbelastung großer Einwirkflächen ist, daß die der Bögigkeit des atmosphärischen

Windes überlagerte gebäudebedingte Turbulenz nur kleine Teilbereiche der Einwirkflächen erfaßt und bei der flächigen Mittelwertbildung vernachlässigt werden kann.

Der Böenstaudruck q_b ist in DIN 1055-4 (Ausgabe 1986) in Abhängigkeit von der Höhe als Stufenfunktion gegeben. Die für die einzelnen Höhenstufen angegebenen Werte gelten für den gesamten Bereich der Bundesrepublik Deutschland. Genauere Angaben zum Bemessungsstaudruck wurden im Rahmen der Neubearbeitung der Windlastregeln (Vornorm DIN 1055-40) erarbeitet und von Hirtz (1991) [1] veröffentlicht. Die Bundesrepublik Deutschland wird dabei in vier Windgeschwindigkeitszonen unterteilt. Die Darstellung der Windzonen in **Abb. 4** (entnommen dem Entwurf der europäischen Windlastnorm ENV 1991-2-4) ist eine um die neuen Bundesländer erweiterte Darstellung der Windgeschwindigkeitszonenkarte im Anhang A zu DIN 1056, Ausgabe Oktober 1984, „Freistehende Schornsteine in Massivbauart“. Die Windgeschwindigkeit bzw. der Windstaudruck lassen sich mittels einer Exponentialfunktion in Abhängigkeit von der Gebäudehöhe z berechnen:

$$v_{b,z} = v_{b,10} \cdot (z/10)^{0,11} \quad \text{bzw.} \quad (5)$$

$$q_{b,z} = q_{b,10} \cdot (z/10)^{0,22}$$

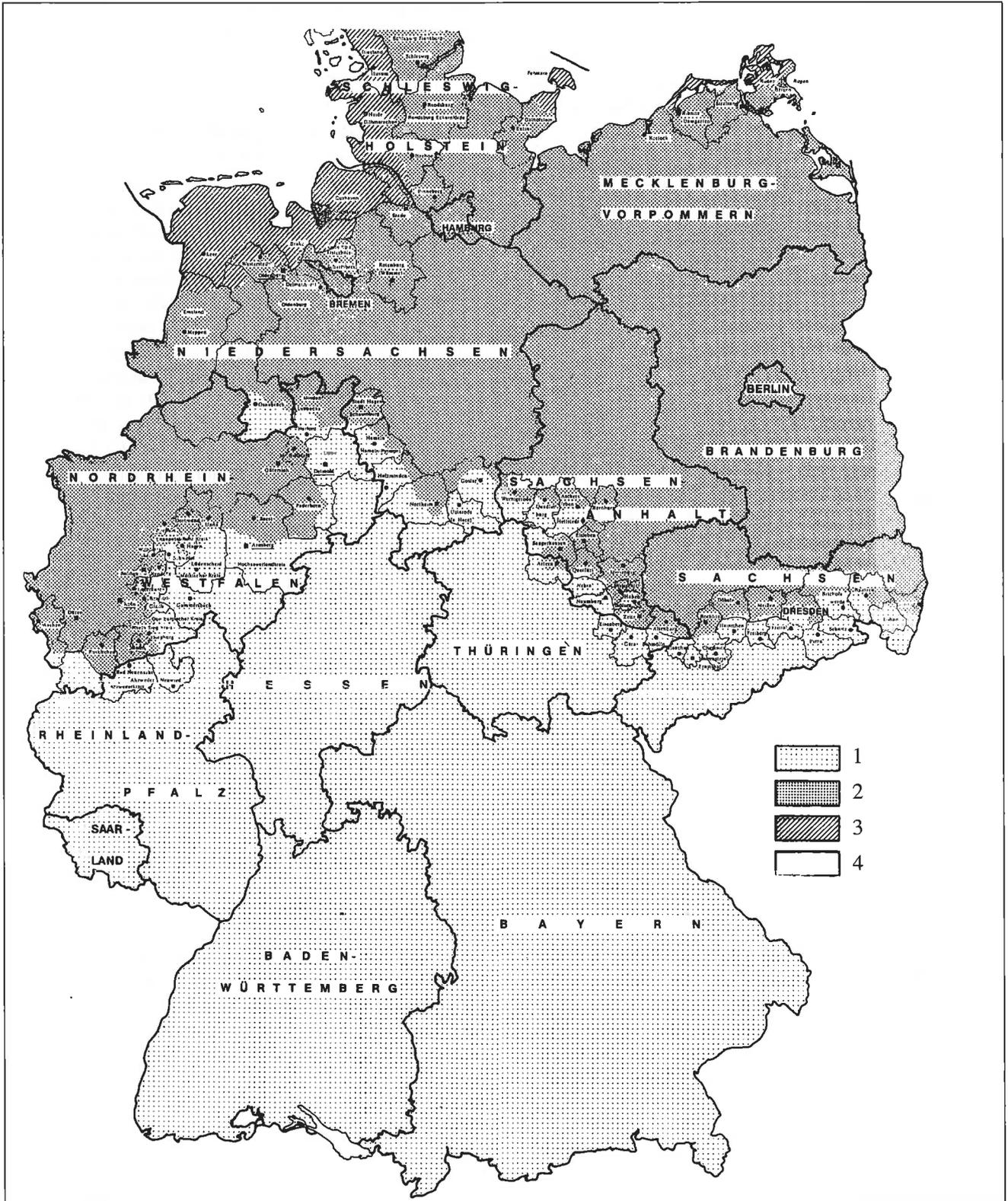
Die Nennböengeschwindigkeiten – in 10 m Höhe – und die zugehörigen Staudrucke nach der Vornorm DIN 1055-40 sind in der folgenden Tabelle aufgeführt.

Zone	$v_{b,10}$ m/s	$q_{b,10}$ kN/m ²
1	31,0	0,60
2	34,6	0,75
3	40,0	1,00
4	44,7	1,25

Der Böenstaudruck läßt sich auch nach der Europäischen Windlastnorm ENV 1991-2-4, die als Entwurf vorliegt, durch Multiplikation des Referenzstaudruckes mit dem Böengrenzschichtbeiwert c_e bestimmen. Der Einfluß der umliegenden Bebauung wird durch den Böengrenzschichtbeiwert c_e (= exposure coefficient) erfaßt. Dieser wird in Abhängigkeit von vier detailliert beschriebenen Bebauungsarten (Kategorien I bis IV) angegeben.

2.2.3 Spitzenfaktor-Methode

Das quasi-statische Böenkonzept versagt, wenn die zeitlich gemittelten aerodynamischen Beiwerte Werte nahe Null annehmen. Die berechneten Windlasten bzw. -momente nehmen dann ebenfalls



Zone	$v_{ref, 0}$ [m/s]	
1	24,3	alle Werte sind auf Geländekategorie II bezogen
2	27,6	
3	32,0	
4	31,5	

Abb. 4: Windkarte Deutschland (Zonen und Referenzwindgeschwindigkeiten) (aus ENV 1991-2-4)

Werte nahe Null an. Berücksichtigt man, daß die auftretenden Windlasten in den meisten Fällen aufgrund der Böigkeit des Windes und Wirbelablösungen am Gebäude große Schwankungen um den Mittelwert aufweisen, wird klar, daß die Berechnung der Maximalwindlasten bzw. -momente mittels des quasi-statischen Böenkonzepts in derartigen Fällen zu einer gravierenden Unterschätzung der tatsächlich auftretenden Windlast führen kann. Dies gilt insbesondere in städtischen Gebieten, wo der fluktuierende Lastanteil oftmals eindeutig dominiert gegenüber dem zeitlich gemittelten Lastanteil.

Ferner sollte das quasi-statische Windlastkonzept nicht für die Bemessung von kleinformatischen Gebäudeteilen angewendet werden, da die gebäudebedingte Turbulenz, die zu kurzzeitigen, erhöhten Windlasten (sowohl Sog, als auch Druck) führen kann, hierbei nämlich nicht berücksichtigt wird. Eine Dimensionierung, z.B. der Glaspaneele von Gebäudeaußenflächen nach dem quasi-statischen Böenkonzept der DIN 1055-4 führt daher unter Umständen zu einer Bemessung auf der unsicheren Seite. Um dies zu vermeiden, wird in den Erläuterungen zur DIN 1055-4 (Ausgabe August 1986) ausgeführt:

Die in Abschnitt 5.2.2 genannten und hierzu in Abschnitt 6.3 zahlenmäßig angegebenen aerodynamischen Druckbeiwerte sind über Teilbereiche der Bauwerksoberfläche räumlich gemittelte Werte. Sie werden daher an einzelnen Stellen dieser Mittelungsbereiche auch überschritten. Bei der Berechnung durch Wind unmittelbar beaufschlagter Einzelbauteile sind die Spitzenwerte zu berücksichtigen. (...) Während im Druckbereich der Spitzenwert als 1,25-facher Mittelwert allgemein beschrieben werden kann, sind im Sogbereich differenzierte Angaben, z.B. für Dach- und Wandbereiche, erforderlich.

Die o. a. Erläuterung gibt dem Planer den Hinweis, daß die Bemessungslast für kleinformative Bauteile, z. B. die Glaspaneele, nicht nach den Angaben der DIN 1055-4 bestimmt werden sollen. Vielmehr sind die örtlich zu erwartenden maximalen, unter Umständen nur kurzzeitig einwirkenden Windlasten zu berücksichtigen.

Nach Davenport (1961) [2] läßt sich die Windlast – physikalisch richtig – folgendermaßen bestimmen:

$$w = (\bar{c}_p \pm k \cdot c_{p,RMS}) \frac{\rho}{2} \cdot u_{10\min}^2 = c_p \frac{\rho}{2} u_{10\min}^2 \quad (6)$$

Dabei bedeuten k = Spitzenfaktor und $u_{10\min}$ = 10-Minuten-Mittelwert der Windgeschwindigkeit = Grundwindgeschwindigkeit. Der entsprechende Windstaudruck wird in der Vornorm DIN 1055-40 in

Abhängigkeit von der Höhe über Grund nach folgender Gleichung angegeben, Hirtz (1991):

$$q_{m,z} = q_{m,10} \left(\frac{z}{10} \right)^{2 \cdot 0,16} \quad (7)$$

Diese Gleichung gilt für Windströmung über freies, d. h. unbebautes und nur niedrig bewachsenes Gelände. Während sich die Böenwindgeschwindigkeit vergleichsweise wenig mit der Rauigkeit des Geländes ändert, hängt die Grundwindgeschwindigkeit in erheblichem Maße von dieser Rauigkeit ab. Für größere Rauigkeiten, beispielsweise durch städtische Bebauung, wird nämlich die Windströmung im Vergleich zur Strömung über unbebautes Gelände deutlich verzögert. Dies bedeutet, daß der Windstaudruck in Stadtgebieten im interessierenden Höhenbereich deutlich kleiner ist als bei Windströmung über freiem, unbebautem Gelände. Dieser Einfluß wird in der Vornorm DIN 1055-40 im Gegensatz zu den Angaben der meisten nationalen Normen, z.B. Großbritannien, Dänemark, Niederlande, Kanada, nicht berücksichtigt. Im Entwurf der europäischen Windlastnorm ENV 1991-2-4 werden, wie erwähnt, vier Bebauungskategorien angegeben. Nach Abschnitt 8 des ENV 1991-2-4 beträgt die Grundgeschwindigkeit in der Höhe z_e über Grund:

$$v_m(z_e) = v_{ref} \cdot c_r(z_e) \cdot c_t(z_e) \quad (8)$$

mit v_{ref} = Bezugsgeschwindigkeit in 10 m Höhe über Grund = 27,6 m/s
 c_r = Rauigkeitsbeiwert
 c_t = Topographiebeiwert

2.3 Dynamische Windwirkung

2.3.1 Dynamische Windlasten

Bei schlanken Bauwerken, z.B. turmartigen Hochhäusern, ist es für die Festlegung der Bemessungswindlasten unter Umständen erforderlich, neben den quasi-statisch wirkenden Windlasten zusätzlich dynamische Windlastanteile infolge von Resonanzeffekten zu berücksichtigen. Nach DIN 1055-4 und ENV 1991-2-4 ist ein Bauwerk dann als schwingungsanfällig zu betrachten, wenn die Gesamtverformungen unter Berücksichtigung der dynamischen Windwirkung die entsprechenden Verformungen aus der statisch bzw. der quasi-statisch angenommenen Windlast bei Zugrundelegung des Bemessungswindes um mehr als 10% überschreiten.

Entsprechend dem Erregermechanismus unterscheidet man in erzwungene und selbsterregte Schwingungen. Schwingungen können erzwungen werden durch die Böigkeit des Windes, durch die Nachlaufturbulenz eines stromauf stehenden Ge-

bäudes (Buffeting) und durch regelmäßige Wirbelablösungen am betrachteten Baukörper (Karman'sche Wirbelstraße). Galloping-Schwingungen sind dagegen die wichtigste Form der selbsterregten Schwingung.

Turmartige Hochhäuser werden meist nur im Hinblick auf böenerregte Schwingungen untersucht. Für diese Beurteilung eignet sich besonders das Spektralverfahren. Eingangsgröße ist das Spektrum der Winddruck- bzw. Windsogschwankungen an den Gebäudewänden. Unter Berücksichtigung der mechanischen Übertragungsfunktion wird der Resonanzfaktor berechnet, dessen Betrag eine Aussage hinsichtlich der Anfälligkeit des Bauwerkes gegenüber windböenbedingten Schwingungen zuläßt. Der Resonanzfaktor R beschreibt den Faktor, mit dem die quasi-statischen Lasten multipliziert werden müssen, um die für die Bemessung maßgebenden statischen Ersatzlasten, in denen die durch Böen erregte Schwingungen induzierten dynamischen Lastanteile enthalten sind, zu erhalten.

2.3.2 Windlastschwankungen – Betriebsfestigkeitsprobleme

Betriebsfestigkeitsprobleme als Folge der dynamischen Windwirkung werden in DIN 1055-4 nicht behandelt. Durch Druckfluktuationen infolge Böigkeit des atmosphärischen Windes und infolge Wirbelablösungen an Gebäudekanten werden z. B. die Befestigungselemente lose verlegter, mechanisch befestigter Dachabdichtungen oder die Befestigungselemente punktwise befestigter hinterlüfteter Fassaden durch Wechsellasten beaufschlagt. Die Bemessungslast derartiger Befestigungssysteme muß unter Berücksichtigung der Windlastschwankungen bestimmt werden, um Schäden durch Ermüdungserscheinungen zu vermeiden. Für mechanisch befestigte, lose verlegte Dachabdichtungen ist dies in den ergänzenden UEAtc-Leitlinien für die Erteilung von Agreements für mechanisch befestigte Dachabdichtungen (1991), die auch Grundlage für eine CEN-Normung sind, festgelegt. Einzelheiten hierzu wurden von Gerhardt und Jung (1991) [3] veröffentlicht.

3 Bestimmung der Formbeiwerte mittels Windkanalversuch

3.1 Simulation der Windgrenzschicht

Es ist nationaler und internationaler Standard geworden, die Winddruckverteilung an Gebäuden in

sogenannten Grenzschichtwindkanälen zu bestimmen. Die atmosphärische Windströmung ist – in strömungstechnischer Hinsicht – eine turbulente Grenzschicht, die durch den Anstieg der Geschwindigkeit mit der Höhe (Geschwindigkeitsprofil) und durch die Böigkeit = Turbulenzstruktur (Profil der Turbulenzintensität und spektrale Verteilung der Geschwindigkeitsenergie) beschrieben werden kann. Während die Profile der zeitlich gemittelten Geschwindigkeit und der Turbulenzintensität in Windkanälen mit kurzen Meßstrecken mittels einer Gitterturbulenz hinreichend genau modelliert werden können, läßt sich das Turbulenzspektrum und somit die Größe der Turbulenzballen bei üblichen Modellmaßstäben (1:150 bis 1:500) nur in Grenzschichtwindkanälen mit entsprechender Lauflänge maßstäblich nachstellen.

Abb. 5 zeigt als typisches Beispiel den I.F.I.-Grenzschicht-Windkanal. Die Meßstrecke besitzt eine Breite von 1,78 m, eine Höhe von 0,9 m und eine Länge von 2 m. Stromauf der Meßstrecke sind am Beginn der Anlaufstrecke Turbulenzgeneratoren und

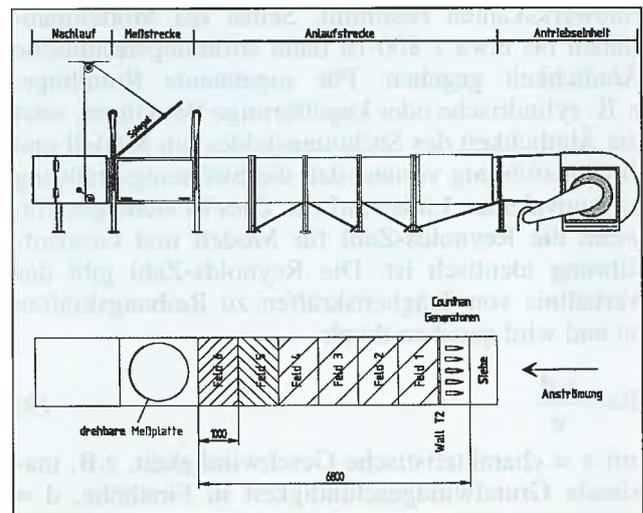


Abb. 5: Schematische Darstellung des I.F.I.-Grenzschicht-Windkanals



Abb. 6: Blick über ein Stadtmodell (Vordergrund) in die Anlaufstrecke des I.F.I.-Grenzschichtwindkanals

auf dem Windkanalboden Rauigkeiten aufgebracht, die je nach zu simulierenden Windgrenzschichtprofil ausgewechselt werden können. Durch die Einbauten und die Bodenrauigkeiten lassen sich atmosphärische Windströmungen für Gelände unterschiedlicher Bebauung - z.B. freie Anströmung, Vorstadtbebauung, Stadtbebauung - entsprechend den üblichen Modellmaßstäben simulieren. **Abb. 6** zeigt einen Blick über ein Stadtmodell in die Anlaufstrecke. Das Modell ist auf einer Drehplatte montiert. Zur Untersuchung der verschiedenen Windrichtungen läßt es sich in die jeweilige Anströmrichtung drehen.

3.2 Ähnlichkeitsbetrachtungen

Die Bemessungswindlasten für Bauwerke lassen sich auf der Basis von Modelluntersuchungen im Windkanal dann bestimmen, wenn strömungstechnische Ähnlichkeit zwischen Umströmung des Modells und der Großausführung gegeben ist. Das Strömungsfeld um scharfkantige Baukörper wird im wesentlichen durch die Strömungsablösungen an den Bauwerkskanten bestimmt. Selbst bei Modellmaßstäben bis etwa 1:800 ist dann strömungstechnische Ähnlichkeit gegeben. Für sogenannte Rundlinge, z. B. zylindrische oder kugelförmige Baukörper, setzt die Ähnlichkeit des Strömungsfeldes um Modell und Großausführung voraus, daß die Strömungsablösung an äquivalenten Linien auftritt. Dies ist sichergestellt, wenn die Reynolds-Zahl für Modell und Großausführung identisch ist. Die Reynolds-Zahl gibt das Verhältnis von Trägheitskräften zu Reibungskräften an und wird gegeben durch:

$$Re = \frac{v \cdot d}{\nu} \quad (9)$$

mit v = charakteristische Geschwindigkeit, z.B. maximale Grundwindgeschwindigkeit in Firsthöhe, d = charakteristische Länge, z.B. Zylinder- bzw. Kugeldurchmesser und ν = kinematische Zähigkeit = $15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ für Luft unter Normalbedingungen.

Bei der Untersuchung von zylindrischen Hochhäusern, Schornsteinen, Kühltürmen ist bei üblichen Modellmaßstäben ($M = 1:250$ bis $1:500$) im Modellversuch die Reynolds-Zahl um einen Faktor ca. 400 bis 1000 kleiner als für die Großausführung. Strömungstechnische Ähnlichkeit ist dann nicht gegeben.

Eine Möglichkeit zur Beeinflussung der Druckverteilung an umströmten Zylindern durch gezielte Manipulation der Grenzschicht hat Szechenyi (1974) [4] aufgezeigt. Durch eine geeignete Aufrauung der Zylinderoberfläche lassen sich bei überkritischen, jedoch vergleichsweise kleinen Reynolds-Zahlen Druckverteilungen erzeugen, die denjenigen bei deutlich größeren Reynolds-Zahlen ent-

sprechen. Entscheidend ist dabei das Verhältnis der charakteristischen Abmessung der Oberflächenrauigkeit zum Zylinderdurchmesser. Der Einfluß der Anström-Reynolds-Zahl und der Oberflächenrauigkeit läßt sich mit der Rauigkeits-Reynolds-Zahl erfassen. Nach Szechenyi (1974) [4], Achenbach (1968) [5] und Kramer et al. (1979) [6] läßt sich die erforderliche Oberflächenrauigkeit zur Simulation einer hohen transkritischen Reynolds-Zahl gezielt auswählen.

Zur Simulation der Bögigkeit der Windströmung ist die maßstabsgetreue Modellierung des Windgeschwindigkeitsprofils und des Profils der Turbulenzintensität, siehe Abschnitt 3.1, erforderlich. Ferner muß eine Mindest-Reynolds-Zahl, gebildet mit der Grenzschichtdicke, $Re_\delta > 20000$ gegeben sein, damit sichergestellt wird, daß die Turbulenzballen hinreichend groß sind. Bei der Betrachtung böenerregter Schwingungen ist ferner darauf zu achten, daß das Turbulenzspektrum der Windkanalströmung unter Beachtung des Modellmaßstabes den bekannten Böenspektren der Natur entspricht.

3.3 Bestimmung von Winddrücken und Windlasten

Von den Wind-Ingenieuren müssen den Planern und Prüfengeuren Winddrücke und/oder Windlasten angegeben werden. Die Angabe lediglich von im Windkanalversuch bestimmten Beiwerten, die vom Anwender „irgendwie“ in Lasten umgesetzt werden müssen, ist wenig hilfreich und birgt die Gefahr von Fehlinterpretationen. Die Winddrücke und Windlasten müssen sicher über die einzelnen Tragglieder in das Fundament abgeleitet werden. Für eine optimale Dimensionierung von Bauwerken ist die Angabe unterschiedlicher Lasten unter Berücksichtigung der Größe der jeweiligen Einflußfläche der Tragmittel und Tragkonstruktion erforderlich. Man unterscheidet in

- örtliche Lasten, z.B. zur Dimensionierung der Glasdicke von Glasfassadenpaneelen, der Halterung von Fassadenpaneelen oder der mechanischen Befestigung lose verlegter Dachabdichtungen. Die Einflußfläche ist in der Größenordnung 1 m^2 .
- Tragstrukturlasten, z.B. zur Dimensionierung größerer Fassadenbereiche, von Bindern, etc. Die Einflußfläche richtet sich nach der Erstreckung des betrachteten Tragelementes.
- Geschoßlasten. Hierbei werden die an einem ganzen Geschoß eines Gebäudes momentan angreifenden Windlasten, welche z.B. in den Kern von Hochhäusern abgetragen werden müssen, erfaßt.

■ Fundamentlasten oder Globallasten zur Dimensionierung der Fundamente von Bauwerken.

Paneellasten und Tragstrukturlasten lassen sich aus den Ergebnissen von Windkanaluntersuchungen, bei denen sowohl die zeitlichen Mittelwerte der Drücke als auch die Druckschwankungen gemessen wurden, mittels der Spitzenfaktormethode, siehe Abschnitt 2.2.3, mit hoher Genauigkeit bestimmen. Je nach Größe der Einflußfläche und der Art des betrachteten Gebäudes wird mit Spitzenfaktoren $k = 2,5$ bis $3,5$ gerechnet. Die Spitzenfaktoren für die Erarbeitung der Paneelbemessungslasten müssen durch statistische Auswertung von Druck/Zeit-Verläufen berechnet werden. Dieses Verfahren wird anhand von Fallbeispielen in Abschnitt 4.0 näher erläutert. Insbesondere wird dort dargestellt, daß zur sicheren Dimensionierung von Fassadenpaneelen die Druckmessung an Gebäuden in unmittelbarer Kantennähe – entsprechend den Paneelabmessungen – erforderlich ist. Bei der Erarbeitung von Geschoßlasten und Fundamentlasten aus Wind ist die zeitliche Korrelation der Druckverteilungen auf den unterschiedlichen Gebäudewänden zu berücksichtigen. Überlagert man beispielsweise bei der Bestimmung der Fundamentlasten eines scheibenartigen Hochhauses bei Frontalströmung die maximalen Druckbelastungen auf der Luvseite mit den maximalen Soglasten der Leeseite, so werden die Fundamentlasten erheblich überschätzt. Der Grund hierfür ist, daß im allgemeinen die maximalen Druckbelastungen der Luvseite nicht zeitgleich mit den maximalen Soglasten der Leeseite auftreten. Die zeitliche Korrelation kann bei der Bestimmung von Globallasten aus Druckverteilungsmessungen berücksichtigt werden. Gleichung (6) ist für diesen Anwendungsfall folgendermaßen zu modifizieren

$$w_{ges} = (\bar{c}_{pLuv} - \bar{c}_{pLee} + k \cdot c_{pRMS,res}) \frac{\rho}{2} u_{10min}^2 \quad (10a)$$

$$c_{pRMS,res} = \sqrt{c_{pRMS,Luv}^2 + c_{pRMS,Lee}^2 - 2\rho_{Luv/Lee} c_{pRMS,Luv} \cdot c_{pRMS,Lee}} \quad (10b)$$

mit ρ = Korrelationskoeffizient, der aus einer statistischen Auswertung simultan gemessener Druck/Zeit-Verläufe auf Luv- und Leeseite bestimmt werden kann.

Falls für ein Gebäude lediglich die Fundamentlasten aus Wind bestimmt werden sollen, besteht die Möglichkeit, die Windkräfte als Globallasten unmittelbar mittels einer Windkanalwaage zu messen. Falls jedoch die Windlasten auch für Teilbereiche der Gebäudeaußenwände bereitgestellt werden müssen, z.B. Paneellasten und Geschoßlasten, so ist es meist günstiger, die Verteilung der zeitlich gemittelten

Drücke und der Druckschwankungen im Windkanalversuch zu bestimmen und hieraus mittels der Spitzenfaktormethode die Windlasten für die unterschiedlich großen Einflußflächen zu berechnen.

3.4 Einfluß der Umgebungsbebauung

Die Windlastannahmen entsprechend fast aller nationaler und internationaler Normenwerke basieren auf den Ergebnissen von Windkanaluntersuchungen an isoliert stehenden Gebäuden. Sie treffen also für Gebäude zu, wie sie nur selten realisiert werden. Grund für diese Lastannahmen ist, daß die globalen Windlasten und die Windlasten für große Einflußflächen (z.B. Geschoßlasten) für freistehende Gebäude größer sind als für Gebäude in einer dichten Stadtbebauung. Im Hinblick auf die lokalen Windlasten, die z.B. ausschlaggebend für die Bemessung von Fassaden sind, hat diese Betrachtung keine generelle Gültigkeit. Vielmehr können durch Interferenzwirkung bei Anordnung von Gebäuden in einer Stadtbebauung oder einem größeren Gebäudekomplex insbesondere größere örtliche Soglasten auftreten. Eine generelle Forderung, die Standsicherheit für Gebäude und Gebäudeteile ohne Berücksichtigung der Nachbarbebauung durchzuführen, wie dies z.B. in Berlin der Fall ist, kann durchaus zu Bemessungen auf der unsicheren Seite führen.

3.5 Hinweise zur DIN 1055-4

Die Windlastannahmen nach DIN 1055-4 wurden vom relevanten Normenausschuß als „kleine Lösung“ betrachtet. Im Vergleich zur DIN 1055-4 (Ausgabe Juni 1938) mit dem Ergänzungserlaß vom Mai 1969 weist DIN 1055-4 (Ausgabe August 1986) nur wenige Änderungen auf. Neuere Erkenntnisse sollten in die „große Lösung“, d. h. in das Normenwerk entsprechend Vornorm DIN 1055-40 eingearbeitet werden. Diese Vornorm wurde jedoch wegen der beginnenden europäischen Normungsarbeit nicht veröffentlicht. So weist die DIN 1055-4 (Ausgabe August 1986) in verschiedenen Bereichen Mängel auf, die aus der einschlägigen Literatur dokumentiert sind. Einige dieser Mängel sollen im folgenden erwähnt und erläutert werden.

3.5.1 Innendruck

Die Definition des geschlossenen prismatischen Baukörpers, Abschnitt 6.3.1, ist unzutreffend. DIN 1055-4 schreibt vor, daß ein Innendruck, welcher sich vom statischen Druck der ungestörten Anströmung unterscheidet, nur zu berücksichtigen ist, wenn eine oder mehrere Seiten des Baukörpers ganz

offen sind oder geöffnet werden können oder wenn sie an einer oder mehreren Seiten durch eine oder mehrere Öffnungen mindestens 1/3 offen sind oder geöffnet werden können. Der Innendruck in einem Baukörper hängt von der Größe und der Verteilung der Öffnungen in den Außenwänden ab. Genauere Angaben zur diesem Problem werden in ENV 1991-2-4 und in der Vornorm DIN 1055-40 gemacht. In ENV 1991-2-4 wird der Innendruckbeiwert $c_{p,i}$ in Abhängigkeit vom Flächenverhältnis $\mu = \text{Fläche der Öffnungen in der windabgewandten Seite und den windparalleln Seiten/Gesamtfläche aller Öffnungen in den Gebäudeseitenwänden}$ angegeben, siehe **Abb. 7** (entnommen ENV 1991-2-4). Der Innendruck entsprechend **Abb. 7** muß sowohl bei der Bestimmung der Bemessungswindlast für die Gebäudewände und deren Tragstruktur als auch für die Bemessung der Fassadenbekleidung und Dachabdichtung bzw. Dach-eindeckung berücksichtigt werden, wenn z.B. die inneren Gebäudewände oder die Dachdeckunterlage luftdurchlässig ist. Profilblechdeckunterlagen, wie sie für die Dachfläche von Industriebauten typisch sind, sind als luftdurchlässig zu betrachten.

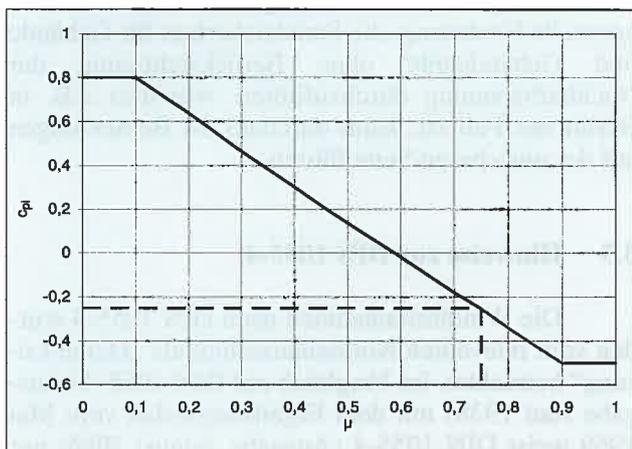


Abb. 7: Innendruckbeiwert $c_{p,i}$ für Gebäude mit Öffnungen in den Gebäudeseitenwänden

3.5.2 Winddurchlässige Wand- und Dachsysteme

Winddurchlässige Bekleidungs-systeme, z. B. hinterlüftete Außenwandbekleidungen werden in DIN 1055-4 nicht behandelt. Bei derartigen Systemen kommt es zu einem Druckausgleich infolge der Luftdurchlässigkeit der Bekleidung und, z.B. bei hinterlüfteten Außenwandbekleidungen, unter Umständen zu einem Druckausgleich im Hinterlüftungsspalt. Beide Vorgänge hängen von den geometrischen Abmessungen des Gebäudes und der Bekleidung ab. In einer Grundlagenstudie von Gerhardt und Janser (1995) [7] wurde ein Normenvorschlag für die Windbelastung hinterlüfteter Außenwandbekleidungen erarbeitet, der in die Neufassung der DIN 18 516-1 aufgenommen werden soll. Der Vorschlag ist in **Abb. 8** dargestellt.

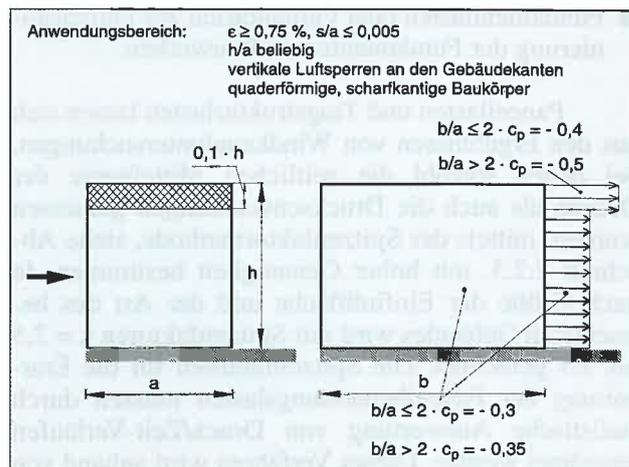


Abb. 8: Bemessungsvorschlag für die Windlastannahme belüfteter Außenwandbekleidungen

3.5.3 Nicht-quaderförmige Baukörper

Mit Ausnahme der Kraftbeiwerte für ebene und räumliche Fachwerke und für hintereinanderliegende gleiche Stäbe, Tafeln oder Fachwerke macht DIN 1055-4 Angaben nur für freistehende Bauwerke mit einfacher Geometrie. Beiwerte für aus mehreren einfachen Körpern zusammengesetzte Widerstandskörper werden nicht angegeben. Allerdings enthält der Abschnitt 6.1 einen warnenden Hinweis, daß die Ermittlung des Gesamtwiderstandes für zusammengesetzte Baukörper unter Umständen nicht als Summe der Widerstände der einzelnen Körper bestimmt werden kann. Dies gilt auch, ohne daß dies ausdrücklich in DIN 1055-4 erwähnt wird, für die lokalen Windlasten. Die meisten Gebäude sind nicht quaderförmig, sondern besitzen kompliziertere Formen. Es ist üblich, die Angaben für quaderförmige Baukörper auf komplexere Baukörperformen zu übertragen. Eine einfache Methode zur auf der sicheren Seite liegenden Dimensionierung wurde für ein L-förmiges Gebäude von Gerhardt (1996) [8] angegeben. Eine eingehende Untersuchung für Gebäude mit U-, T- und L-förmigem Grundriß wurde von Gerhardt (1998) [9] durchgeführt.

4 Fallbeispiele

4.1 Düsseldorfer Stadttor

Am Beispiel des Düsseldorfer Stadttores sollen zu den folgenden Problembereichen

- Einfluß nicht rechteckiger Gebäudekanten,
- örtliche Windlasten (zur Panelbemessung),
- Windbelastung von Konvektionsfassaden,

die im Regelwerk der DIN 1055-4 nicht näher behandelt werden, Anmerkungen gemacht werden. Das Düsseldorfer Stadttor befindet sich über dem südlichen Tunnelmund der unterirdisch geführten Rheinuferstraße. Es besteht aus zwei 16-geschossigen Bürotürmen, welche durch ein dreigeschossiges Joch verbunden sind. **Abb. 9** zeigt schematisch den Grundriß und die Südansicht sowie die Umgebungsbebauung. Die Bürotürme sind größtenteils mit Konvektionsfassaden versehen, die Atriumfassade besitzt ein Einfachverglasung mit punktgehaltenen Scheiben.

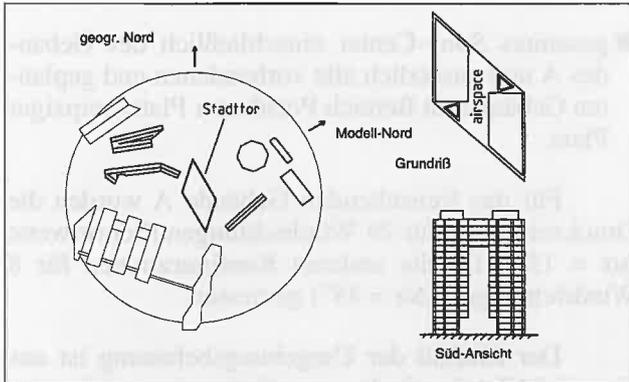


Abb. 9: Schematische Darstellung des „Düsseldorfer Stadttors“

Die Winkel des rhombusförmigen Grundrisses sind 45° bzw. 125° , die Abmessungen sind Breite $a = 51$ m, Länge $b = 68$ m und Höhe $h = 73$ m. Zur Dimensionierung der äußeren und inneren Fassade wurden Windkanaluntersuchungen an einem 1:250-Windkanalmodell durchgeführt. Die örtlichen Windlasten wurde mittels der Spitzenfaktor-Methode, siehe Abschnitt 2.2.3, bestimmt. Im Bereich der Randstreifen wurde mit einer hohen Dichte von Meßstellen gearbeitet, wobei die äußersten Meßstellen nur ca. 2 mm (entsprechend 0,5 m der Großausführung) vom Rand entfernt in das Modell eingebracht wurden. Wegen des großen Druckgradienten zum Rand hin, ist eine möglichst große Meßstellendichte in diesem Bereich notwendig. Für die Druckbohrungen im Randbereich ergaben sich Spitzenfaktoren $k = 9$ bis 12, für die weiter innenliegenden Druckbohrungen $k = 6$ bis 9. Für einen 3 m breiten Randstreifen wurde einheitlich mit dem Spitzenfaktor $k = 11$ und für den Restbereich mit $k = 8$ gerechnet. Die anhand der experimentell bestimmten Beiwerte der zeitlich gemittelten Drücke \bar{c}_p und der Druckschwankungen $c_{p,RMS}$ nach Gleichung (6) berechneten Spitzensogbeiwerte \hat{c}_p sind in **Abb. 10** dargestellt. Im spitzwinkligen Fassadenbereich ergeben sich deutlich größere lokale Windlasten als im stumpfwinkligen Fassadenbereich. Unter Berücksichtigung des Staudruckes gebildet mit der Grundwindgeschwindigkeit für den Standort ($q_{10min} = 0,5$ kN/m²) ergeben sich örtlich Windsoglasten, welche erheblich größer sind als die nach DIN 1055-4 bei quasi-statischer Betrachtung anzusetzenden Lasten. Wesentli-

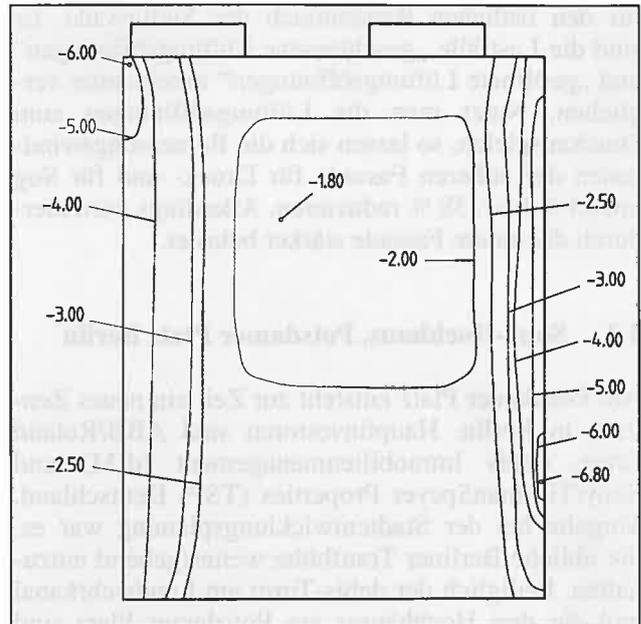


Abb. 10: Spitzensogbeiwerte für die Süd-Fassade des „Düsseldorfer Stadttor“

cher Einfluß für die hohen Soglasten ist die spitzwinklige Ausführung des Gebäudes.

Die Lüftungsöffnungen in der äußeren Fassade wurden gezielt zur Abminderung der hohen Windso-glasten eingesetzt. Bei geöffneten Lüftungsklappen ergibt sich eine Durchlässigkeit von etwa 10 % der Fassadenfläche. Zur Bestimmung des Druckes im Konvektionsspalt (Breite 1,4 m) wurde das Modell mit einer zusätzlichen äußeren Fassade versehen, in welcher sich Öffnungen mit einem Beiwert des Durchflußwiderstandes entsprechend der Großausführung befanden. Die Breite des Konvektionsspalt wurde im Modell so gewählt, daß sich für Modell und Großausführung der gleiche Widerstandsbeiwert für die Hinterlüftungsströmung ergibt, siehe Gerhardt und Janser (1995) [7] und Janser (1995) [10]. **Abb. 11** zeigt die Spitzensog- und Spitzendruckbeiwerte

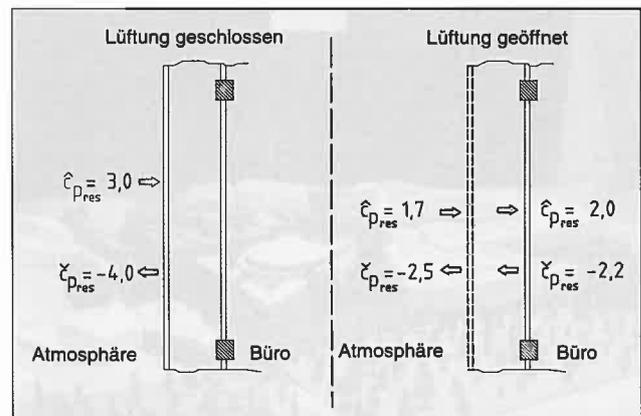


Abb. 11: Resultierender Spitzendruck- und Spitzensogbeiwerte für den östlichen Randstreifen der Süd-Fassade des „Düsseldorfer Stadttor“

für den östlichen Randbereich der Südfassade. Es sind die Lastfälle „geschlossene Lüftungsöffnungen“ und „geöffnete Lüftungsöffnungen“ miteinander verglichen. Nutzt man die Lüftungsöffnungen zum Druckausgleich, so lassen sich die Bemessungswindlasten der äußeren Fassade für Druck- und für Sog um 43 % bzw. 38 % reduzieren. Allerdings wird hierdurch die innere Fassade stärker belastet.

4.2 Sony-Hochhaus, Potsdamer Platz Berlin

Am Potsdamer Platz entsteht zur Zeit ein neues Zentrum in Berlin. Hauptinvestoren sind ABB/Roland Ernst, debis Immobilienmanagement (dIM) und Sony/TishmanSpeyer Properties (TSP) Deutschland. Vorgabe bei der Stadtentwicklungsplanung war es, die übliche Berliner Traufhöhe weitestgehend einzuhalten. Lediglich der debis-Turm am Landwehrkanal und die drei Hochhäuser am Potsdamer Platz sind deutlich höher. Die größte Gebäudehöhe erreicht das Sony-Hochhaus mit 102 m. Zu allen Bauvorhaben am Potsdamer Platz wurden von I.F.I. umfangreiche Windkanaluntersuchungen durchgeführt. Im folgenden sollen

- die ausgehend von den Ergebnissen der Windkanalstudie bestimmten Fundamentlasten aus Wind im Vergleich zu Angaben aus dem Regelwerk und
- der Einfluß der Nachbarbebauung auf die Fundamentlasten aus Wind

diskutiert werden.

Die experimentellen Untersuchungen wurden an einem Modell im Maßstab $M = 1:500$ im I.F.I.-Grenzschichtwindkanal durchgeführt. **Abb. 12** zeigt das Modell einschließlich der vorgesehenen angrenzenden Bebauung im Windkanal. Das Sony-Hochhaus wurde zur Bestimmung der Winddruckverteilungen mit insgesamt 228 Druckmeßbohrungen ver-



Abb. 12: Windkanalmodell ($M = 1:500$) der Sony-Bebauung, Potsdamer Platz Berlin

sehen. Die große Anzahl der Druckmeßbohrungen war erforderlich, um auch die lokalen Windlasten mit hinreichender örtlicher Auflösung erfassen zu können, siehe Hinweise in Abschnitt 4.1.

Zur Untersuchung des Einflusses der umliegenden Bebauung auf die Winddruckverteilungen wurden folgende Konfigurationen betrachtet:

- freistehendes Gebäude A (Sony-Hochhaus),
- gesamtes Sony-Center einschließlich des Gebäudes A,
- gesamtes Sony-Center einschließlich des Gebäudes A und zusätzlich alle vorhandenen und geplanten Gebäude im Bereich Potsdamer Platz/Leipziger Platz.

Für das freistehende Gebäude A wurden die Druckverteilung für 24 Windrichtungen (Schrittweite $\Delta\alpha = 15^\circ$), für die anderen Konfigurationen für 8 Windrichtungen ($\Delta\alpha = 45^\circ$) gemessen.

Der Einfluß der Umgebungsbebauung ist aus den einhüllenden Isobarenverläufen der maximalen und minimalen zeitlich gemittelten Drücke und der maximalen Druckschwankungsbeiwerte bei Sogbelastung für die Südfassade des Hochhauses zu erkennen. **Abb. 13** zeigt die Information für das freistehende Hochhaus, **Abb. 14** für das Sony-Hochhaus unter Berücksichtigung der gesamten geplanten Umgebungsbebauung. Die maximalen Druckbeiwerte für das freistehende Hochhaus sind in weiten Bereichen der Südfassade recht gleichmäßig. Die größten Beiwerte treten in ca. 75 % der Gebäudehöhe auf. Die größten Sogbeiwerte ergeben sich erwartungsgemäß an den lotrechten Gebäudekanten und im Traufbereich des Penthauses. In weiten Bereichen sind die Sogbeiwerte näherungsweise konstant ($c_{p \min} \sim 1,3$). Die maximalen Druckschwankungsbeiwerte sind ähnlich verteilt wie die maximalen Sogbeiwerte. Die größten Schwankungsbeiwerte ergeben sich entlang der westlichen Gebäudekante.

Die Nachbarbebauung, insbesondere die Hochhäuser der debis-Bebauung, bieten im Hinblick auf Winddrücke einen Windschutz, siehe **Abb. 14**. Lediglich im oberen Bereich ergeben sich auf der Südseite weiterhin große Drücke. Die minimalen Druckbeiwerte (maximale Sogbeiwerte) werden durch die Nachbarbebauung wenig geändert. In Teilbereichen ergeben sich infolge Interferenzwirkung mit den Nachbarhochhäusern auch größere Sogbeiwerte.

Für den Standort wurde vom Deutschen Wetterdienst (DWD) ein amtliches Gutachten über die anzusetzenden Windstaudrücke erstellt. Hiernach ist für die Gebäudehöhe 102 m der Böenstaudruck $q_b = 1,5 \text{ kN/m}^2$ und als Staudruck der Grund-

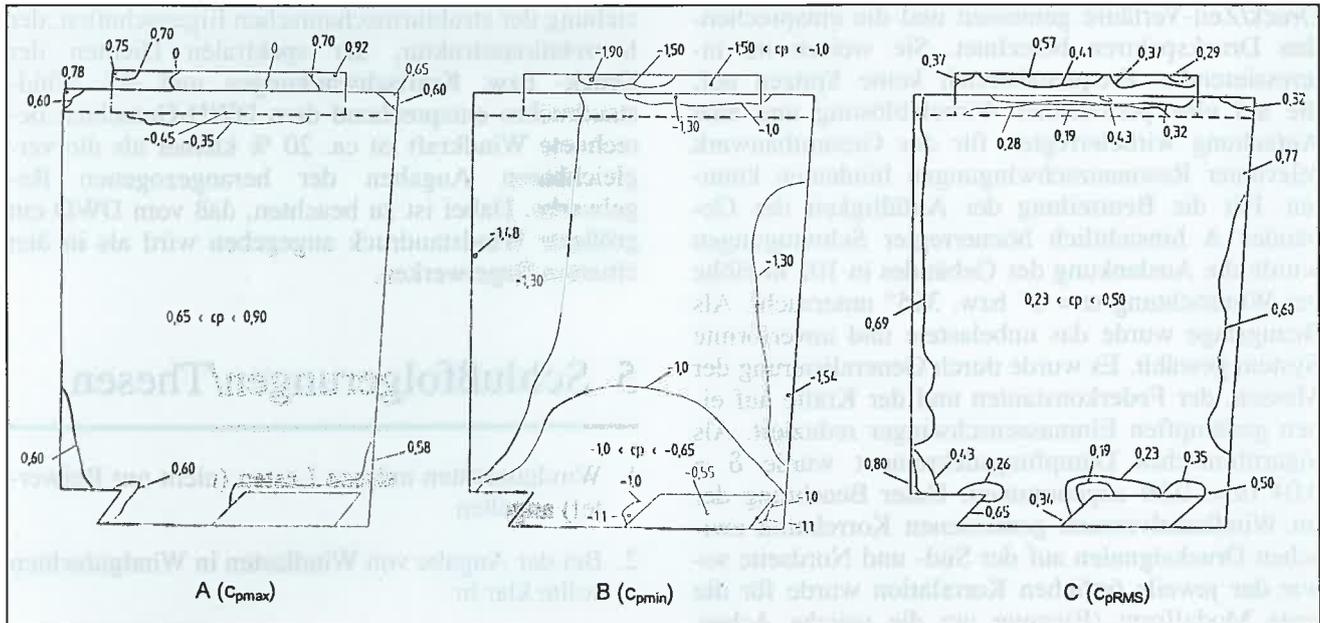


Abb. 13: Isobaren der einhüllenden Druckverteilung auf der Südfassade des freistehenden Sony-Hochhauses

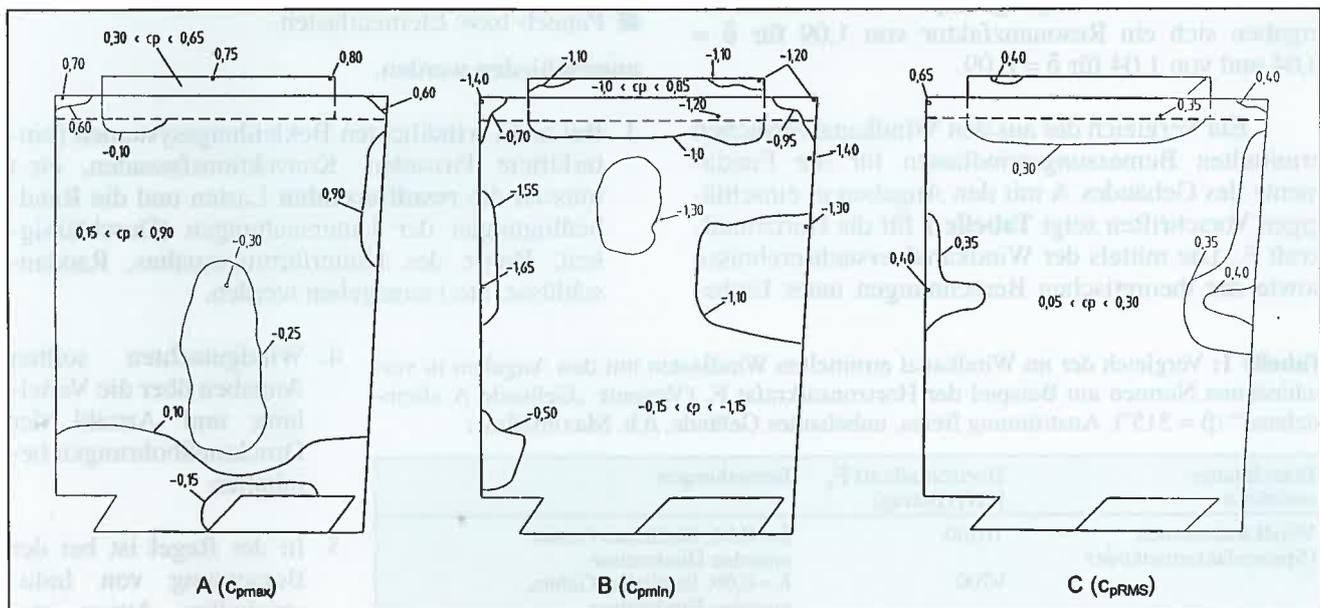


Abb. 14: Isobaren der einhüllenden Druckverteilung auf der Südfassade des Sony-Hochhauses unter Berücksichtigung der gesamten geplanten Umgebungsbebauung

windgeschwindigkeit $q_{10 \text{ min}} = 0,9 \text{ kN/m}^2$ anzusetzen. Der Böenstaudruck q_b ist damit größer als der nach DIN 1055-4 und Vornorm DIN 1055-40 anzusetzende Staudruck, der Staudruck $q_{10 \text{ min}}$ ist größer als der nach ENV 1991-2-4 anzusetzende Wert.

Ausgehend von den windrichtungsabhängig bestimmten Druckverteilungen wurden die globalen Windlasten für das freistehende Gebäude A nach der Spitzenfaktormethode berechnet. In Anlehnung an die Vornorm DIN 1055-40 und an ENV 1991-2-4 wurde ein Spitzenfaktor $k = 3,5$ angesetzt. Aus der örtlichen Winddruckverteilung wurde, unter Beachtung der räumlichen Korrelationsstruktur der Kraft-

beiwert c_{Dx} bzw. c_{Dy} senkrecht bzw. parallel zur biegeweichen Achse des Gebäudes berechnet. Zur Bestimmung der Korrelationsstruktur wurden Druck/Zeit-Verläufe simultan an mehreren ausgesuchten Meßstellen an unterschiedlichen Gebäudeteilflächen gemessen.

Bei schlanken Hochhäusern ist es für die Festlegung der Bemessungswindlasten unter Umständen erforderlich, neben den quasi-statisch wirkenden Windlasten zusätzlich dynamische Lastanteile infolge von Resonanzeffekten zu berücksichtigen, siehe Abschnitt 2.3.1. Für mehrere Windrichtungen, Bauwerksbereiche und Bauwerksvarianten wurden

Druck/Zeit-Verläufe gemessen und die entsprechenden Druckspektren berechnet. Sie weisen im interessierenden Frequenzbereich keine Spitzen auf, die auf eine periodische Wirbelablösung und eine Anfachung wirbelerregter, für das Gesamtbauwerk relevanter Resonanzschwingungen hindeuten könnten. Für die Beurteilung der Anfälligkeit des Gebäudes A hinsichtlich böenerregter Schwingungen wurde die Auslenkung des Gebäudes in 102 m Höhe bei Windrichtung $\alpha = 0^\circ$ bzw. 315° untersucht. Als Bezugslage wurde das unbelastete und unverformte System gewählt. Es wurde durch Generalisierung der Massen, der Federkonstanten und der Kräfte auf einen gedämpften Einmassenschwinger reduziert. Als logarithmisches Dämpfungsdekrement wurde $\delta = 0,04$ bzw. $0,09$ angenommen. Unter Beachtung der im Windkanalversuch gemessenen Korrelation zwischen Drucksignalen auf der Süd- und Nordseite sowie der jeweils örtlichen Korrelation wurde für die erste Modalform (Biegung um die weiche Achse, Eigenfrequenz $0,082$ Hz) die Standardabweichung der resonanten Schwingungsamplitude berechnet. Es ergaben sich ein Resonanzfaktor von $1,09$ für $\delta = 0,04$ und von $1,04$ für $\delta = 0,09$.

Ein Vergleich der aus den Windkanalversuchen ermittelten Bemessungswindlasten für die Fundamente des Gebäudes A mit den Angaben in einschlägigen Vorschriften zeigt **Tabelle 1** für die Horizontalkraft F_x . Die mittels der Windkanalversuchsergebnisse sowie der theoretischen Berechnungen unter Einbe-

ziehung der strukturmechanischen Eigenschaften, der Korrelationsstruktur, der spektralen Dichten der Druck- bzw. Kraftschwankungen und des Windstaudruckes entsprechend dem DWD-Gutachten berechnete Windkraft ist ca. 20 % kleiner als die vergleichbaren Angaben der herangezogenen Regelwerke. Dabei ist zu beachten, daß vom DWD ein größerer Windstaudruck angegeben wird als in den zitierten Regelwerken.

5 Schlußfolgerungen/Thesen

1. Windgutachten müssen Lasten (nicht nur Beiwer-te!) angeben.
2. Bei der Angabe von Windlasten in Windgutachten sollte klar in
 - Fundamentlasten,
 - Geschoß- bzw. Tragstrukturlasten,
 - Paneel- bzw. Elementlasten,
 unterschieden werden.
3. Bei nicht winddichten Bekleidungssystemen (hinterlüftete Fassaden, Konvektionsfassaden, etc.) müssen die **resultierenden** Lasten und die Randbedingungen der Untersuchungen (Durchlässigkeit, Breite des Hinterlüftungsspalt, Randausschlüsse, etc.) angegeben werden.

Tabelle 1: Vergleich der im Windkanal ermittelten Windlasten mit den Angaben in verschiedenen Normen am Beispiel der Horizontalkraft F_x (Variante „Gebäude A allein-stehend“ ($\beta = 315^\circ$), Anströmung freies, unbebautes Gelände, d.h. Maximallast)

Berechnungs-verfahren	Horizontalkraft F_x [kN] (Betrag)	Bemerkungen
Windkanalversuch (Spitzenfaktormethode)	10100	$\delta = 0,04$; ländliches Gebiet
	9700	einzelne Hindernisse $\delta = 0,09$; ländliches Gebiet, einzelne Hindernisse
DIN 1055, Teil 4 (1986) (Böenkonzept)	– 8700	$\delta = 0,04$; schwingungsanfällig; DIN nicht anwendbar ; $\delta = 0,09$ (dieser Wert ist nach DIN nicht vorgesehen); $c_D = 1,3$
DIN 1055, Teil 4, Vornorm, (1989) (Böenkonzept, statische Ersatzlasten!)	14300	$\delta = 0,04$; $c_D = 1,3$; $q(jz)$, schwingungsanfällig
	12300	$\delta = 0,09$; $c_D = 1,3$; $q(jz)$, gerade noch schwingungsanfällig
„Frankfurter Hochhauserlaß“ (1989) (Böenkonzept; statische Ersatzlast)	14300	$\delta = 0,04$; $c_D = 1,3$; $q(jz)$.
	12300	$\delta = 0,04$; $c_D = 1,3$; $q(jz)$.
EC „Windlasten“ (Juli 1994) (Böenkonzept)	12100	ländliches Gebiet, einzelne Hindernisse; „einfaches Verfahren“ $c_D = 1,1$; $\delta = 0,10$;
	10800	Industriegebiet, Vorstadt; Wälder „Einfaches Verfahren“; $c_D = 1,1$; $\delta = 0,10$;
	9000	Stadtgebiete; „einfaches Verfahren“; $c_D = 1,1$; $\delta = 0,10$.

4. Windgutachten sollten Angaben über die Verteilung und Anzahl der Druckmeßbohrungen beinhalten.
5. In der Regel ist bei der Bemessung von Industriehallen, Atrien, etc. der windbedingte Innendruck zu berücksichtigen.
6. Leichte, weitgespannte Tragwerke sollten auf dynamische Lastanteile mittels der Spektralme-thode untersucht werden.
7. Bei Rundlingen muß die strömungstechnische Modellähnlichkeit überprüft und dargestellt werden.

6 Literatur

- [1] H. Hirtz (1991): Zur Neufassung der deutschen Windlastnormen (Vornorm) DIN 1055 Teil 40, in: G. Berz (Hrsg.), Konzepte und Anwendungen von Windlastnormen; Windtechnologische Gesellschaft
- [2] A. G. Davenport (1961): The application of statistical concepts to the wind loading of structures; Proc. Inst. of Civil Engineers, 19, 449–472
- [3] H. J. Gerhardt und O. Jung (1991): Lagesicherheit mechanisch befestigter Dachabdichtungen bei Windbelastung; Bau-technik, H. 11, 372–378
- [4] E. Szechenyi (1974): Simulation de nombre de Reynolds élevés sur un cylindre en soufflerie, Recherche Aéronautique, 27, 155–164
- [5] E. Achenbach (1968): Distribution of local pressures and skin friction around a circular cylinder in cross-flow up to $Re = 5 \times 10^6$, J. Fluid Mech., 34, 625–639
- [6] C. Kramer, H. J. Gerhardt, B. Kuhnert (1979): Zur Windbelastung von Schornsteinen in Gruppenanordnungen – Modelluntersuchungen bei simulierter Reynolds-Zahl, 4. DFG-Berichtskolloquium des Schwerpunktprogrammes „Bauwerke unter aerodynamischer Belastung“, Göttingen
- [7] H. J. Gerhardt und F. Janser (1995): Windbelastung belüfteter Fassadensysteme, Bauingenieur 70(1995), 193–201
- [8] H. J. Gerhardt (1996): Praxis-Kommentar zu DIN 1055-4 (Ausgabe August 1986), Komm. Techn. Baubest. 21. Lieferung
- [9] H. J. Gerhardt (1998): Lagesicherheit von Dachdichtungs- und Dachdeckungssystemen (wird veröffentlicht)
- [10] F. Janser (1995): Windbeanspruchung belüfteter Außenwände; Dissertation TU Berlin

Neue Erkenntnisse über die Sicherheit im Spannbetonbau

Die gültigen Regeln und die zugelassenen Spannstähle bergen das Risiko unangekündigter Brüche

Die Sicherheit von Spannbetonbauten kann durch unplanmäßig auftretende Risse, die die Spannbewehrung kreuzen, sowie durch unangekündigte Brüche sehr empfindlicher Spannstähle abgemindert und in Extremfällen gefährdet sein. Mögliche schadensauslösende Ursachen sind abgeminderte Ermüdungsfestigkeiten der Spannbewehrung bei gleichzeitiger korrosiver Einwirkung, geringe Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedkoppelungen sowie wasserstoffinduzierte Spannungsrißkorrosion empfindlicher Spannstähle. Die heute gültigen Regeln der DIN 4227 sowie die heute zugelassenen Spannstähle schließen ein Risiko unangekündigter Brüche im Spannbetonbau an. Zu dieser technischen Problematik haben mehrere Forscher in jüngster Zeit einige neue Ergebnisse erzielt, die im folgenden Beitrag vorgestellt werden. Autoren sind: Prof. Dr.-Ing. Gert König, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Leipzig, Prof. Dr.-Ing. Peter Schießl, Institut für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung der TU München, und Prof. Dr.-Ing. K. Zilch, Institut für Massivbau der TU München.

1 Einfluß von Rissen

Risse im Beton können beim Bau von Spannbetonbauwerken mit vertretbarem Aufwand praktisch nicht mit Sicherheit vermieden werden. Sie können sich auf den Korrosionsschutz und auf die Gefahr von Ermüdungsbrüchen der Stahleinlagen auswirken.

1.1 Ermüdung

Bauwerke unter häufig wechselnder Belastung erfahren einen Abfall der Festigkeit ihrer Werkstoffe. Bei Spannbetontragwerken ist dieser Abfall der Festigkeiten besonders für den Spannstahl zu beachten.

Im ungerissenen Beton (Zustand I) haben die Schwankungen der Beanspruchungen infolge der Verkehrslasten nur geringe Schwingbreiten bei den Spannstahlspannungen zur Folge. Reißt ein Querschnitt hingegen auf (Zustand II), steigen die Schwingbreiten der Spannstahlspannungen wesentlich an. Bei der Beurteilung der Gefahr eines Ermüdungsbruchs muß deshalb grundsätzlich zwischen der freien Spanngliedlänge und den Spanngliedverankerungen, z. B. in den Koppelfugen, unterschieden werden.

Auf der freien Strecke sind Reibdauerbeanspruchungen und Reibkorrosionsvorgänge hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die ertragbare Schwingbreite zu beachten. Unter Sonneneinstrahlung und unter Verkehrsbelastung erfahren die Breiten vorhandener Risse positive oder negative Änderungen. Infolge des bereichsweise gelösten Verbunds treten dabei an den Spannstahloberflächen Reibdauerbeanspruchungen und Reibkorrosionsvorgänge auf, die einen Abfall der Dauerschwingfestigkeit zur Folge haben.

Im Maschinenbau ist das Problem der Reibkorrosion schon lange bekannt und umfassend untersucht worden. Die wichtigsten Parameter für die Reibkorrosion sind der Reibweg und die Flächenpressung.

Da in Spannbetonbauten, die sich im Zustand I befinden, jegliche festigkeitsmindernde Reibdauerbeanspruchung an der Spannstaboberfläche fehlt, kann dort von den relativ hohen Dauerschwingfestigkeitswerten des unbehindert frei schwingenden Spannstahls ausgegangen werden. Diese liegen für die meisten der bauaufsichtlich zugelassenen Spannstähle über 150 N/mm^2 , bei einigen Spannstahlorten sogar noch weit darüber. Demgegenüber sind die auftretenden Schwingbreiten im ungerissenen Zustand I so gering, daß keinerlei Gefahr eines Ermüdungsbruches für Spannstähle, die unempfindlich gegen Spannungsrißkorrosion sind, besteht.

Hingegen treten im Bereich von Rissen einerseits Schwingbreiten bei den Spann Stahlspannungen unter den einwirkenden Verkehrslasten auf, denen gleichzeitig geringere ertragbare Schwingbreiten wegen der großen Reibwege gegenüberstehen. Bei gekrümmt geführten Spanngliedern ist durch die gleichzeitige Wirkung von

- Scheuerbewegungen der Spannglieder beim wiederholten Öffnen und Schließen der Risse und von
- Umlenkpressungen insbesondere zwischen Spannstählen und Hüllrohren, aber auch zwischen den Einzelstählen eines Bündels

die Dauerschwingfestigkeit unter dieser Reibdauerbeanspruchung geringer als bei freischwingenden Spannstahlproben.

Die Umlenkkräfte, deren Größe vom Krümmungsradius der Spannglieder abhängt, werden zwischen den Einzelstählen eines Bündels annähernd linienförmig übertragen. Zwischen den Kontaktstellen von Einzelstahl und Hüllrohrrippen entstehen dagegen punktförmige sehr hohe Lastkonzentrationen. Bei den bisher durchgeführten Ermüdungsversuchen sind die Spannstahlbrüche, mit Ausnahme der Einzelspannglieder, fast ausschließlich von diesen Punkten ausgegangen.

Die Größe der Scheuerbewegungen hängt von den Rißuferverschiebungen unter dynamischer Belastung ab. Eine obere Abschätzung für die Rißuferverschiebungen ist die halbe Rißbreite an der Bauteiloberfläche. Da die Rißbreiten im Hinblick auf den Korrosionsschutz der Spannstähle ohnehin auf eine Größe von $w = 0,2 \text{ mm}$ beschränkt werden müssen, ergibt sich als obere Abschätzung eine maximale Scheuerbewegung von $0,1 \text{ mm}$.

Zur Bestimmung des Abfalls der Dauerschwingfestigkeit infolge Reibdauerbeanspruchung und Reibkorrosion wurden Versuche mit einbetonierten Spanngliedern durchgeführt, die im Riß ungün-

stigst einem Schlupf von $0,15 \text{ mm}$ unterworfen worden sind. Die Querpressung an der Reibstelle zwischen Spann Stahl und Hüllrohr wurde entsprechend einem $1,5 \text{ MN}$ Bündelspannglied bei minimal zulässigem Krümmungsradius gewählt. Bei einer Lastspielzahl von $2 \cdot 10^6$ ergaben sich mittlere Dauerschwingfestigkeiten von 150 bis 170 N/mm^2 . Die so ermittelten Werte entsprechen 40 bis 70% der Dauerschwingfestigkeiten der entsprechend freischwingend geprüften Proben. Neuere Versuche von Cordes und Hegger [1] zeigen, daß bei Stahlhüllrohren Dauerschwingfestigkeiten (Lastspielzahl $2 \cdot 10^6$) von 110 N/mm^2 und bei Kunststoffhüllrohren Werte von 140 N/mm^2 erreicht werden.

Im Rahmen der Messungen an älteren, beschränkt vorgespannten Spannbetonbrücken konnten folgende Rißbreitenänderungen unter Verkehr festgestellt werden (angegeben sind die maximal gemessenen Werte in der Bodenplatte):

- Lahntalbrücke Limburg $\Delta w = 0,11 \text{ mm}$
(bedeckter Himmel)
 $\Delta w = 0,18 \text{ mm}$
(Sonnenstrahlung)
- Talbrücke Sterbecke $\Delta w = 0,03 \text{ mm}$
- Talbrücke Büschergrund $\Delta w = 0,07 \text{ mm}$
- Hochstraße Lenneberg $\Delta w = 0,03 \text{ mm}$

Neue Großversuche unter schwingender Belastung und zyklischer Temperaturbelastung [2] zeigen Rißbreitenänderungen von rd. $0,1 \text{ mm}$. Diese Balken sind mit einer Mindestbewehrung nach dem Änderungserlaß A1 zu DIN 4227 [18] bemessen worden.

Hieraus ergibt sich als obere Abschätzung für den Schlupf ein Wert von $0,09 \text{ mm}$ bei älteren Bauwerken und von $0,05 \text{ mm}$ bei jüngeren Bauwerken. Der tatsächliche Schlupf am Spann Stahl ist jedoch wegen der Abnahme der Rißbreite zum Spann Stahl hin kleiner. Da die Schwingbreite unter Verkehrsbelastung in der Regel 100 N/mm^2 nicht überschreitet [3] und eine Betriebsbelastung mit in der Überzahl eher halb so großen Amplituden vorliegt, ist bei ausreichendem Korrosionsschutz der Spannstähle in den Hüllrohren ein Versagen durch Dauerbruch nicht zu befürchten, wenn Spannungsrißkorrosion ausgeschlossen werden kann.

Bei Koppelankern betragen die Dauerschwingfestigkeiten im nicht einbetonierten Zustand nur 70 bis 100 N/mm^2 . Im einbetonierten Zustand wurden bei Kopplungen älterer Bauart allerdings auch Dauerschwingfestigkeiten in der Größenordnung von 60 N/mm^2 beobachtet. Da mit Aufreißen von Koppelfugen gerechnet werden muß, kommt der Beurteilung

der Materialermüdung in Koppelfugen große Bedeutung zu.

Durch den Schadensfall an der Hochstraße Prinzenallee und durch die an älteren Spannbetonbrücken im Bereich von Koppelfugen häufig beobachteten unplanmäßig breiten Risse wurden umfangreiche Untersuchungen ausgelöst. Hier sind insbesondere die Arbeiten von Sturm [4] und Danielewicz [5] zu nennen.

Zur Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedkopplungen im einbetonierten Zustand wurden in der Versuchsserie von Sturm an der Kopplung K des Spannverfahrens D & W 14 Dauer-schwingversuche durchgeführt. Die Auswertung der erzielten Bruchlastspielzahlen ergab für $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel eine mittlere Ermüdungsfestigkeit von ca. 130 N/mm^2 sowie einen Neigungskoeffizienten der Wöhlerlinie im Zeitfestigkeitsbereich von $m = 3,6$. Ein Vergleich mit Versuchsdaten von freischwingend geprüften Keilverankerungen zeigte, daß sich das Ermüdungsverhalten im einbetonierten Zustand nur geringfügig verschlechtert. Eine hohe Abminderung, wie sie aufgrund früherer Bauteilversuche von Kordina extrapolierend zu vermuten war, wurde nicht festgestellt.

Weiterhin konnten durch die Untersuchungen wertvolle Aufschlüsse über die speziell im Koppelfugenbereich bei gemischter Bewehrung auftretende Spannungsumlagerung gewonnen werden. Oberhalb der Dekompressionslast lagen die Zuwächse der Spannstahlspannungen deutlich unterhalb der im Koppelfugenriß gemessenen Spannungen im Betonstahl. Durch die Umlagerung ergaben sich bei einer wiederholten Belastung oberhalb der Gebrauchslast im Betonstahl höhere Spannungsschwingbreiten als im Spannstahl. Für den Betonstahl muß dieser Effekt bei der Ermittlung der Spannungen für einen Ermüdungsnachweis berücksichtigt werden, für den Spannstahl kann er, auf der sicheren Seite liegend, vernachlässigt werden.

In der von Danielewicz durchgeführten Versuchsserie wurden an festen Kopplungen des Spannverfahrens BBRV-SUSPA II insgesamt 15 Dauer-schwingversuche durchgeführt. Alle Versuche wurden an Spannbetonbalken vorgenommen, in denen Kopplungen unter Schwingbelastung einer axialen Zugbeanspruchung ausgesetzt wurden. Bei allen Versuchsträgern (bis auf eine Ausnahme) versagte der Spannstahl direkt hinter der Ankerscheibe der Kopplung an der Umlenkstelle, die zugleich die Stelle der höchsten Reibbeanspruchung war.

Der Bruch ging immer von einem Ermüdungsriß des Spanndrahtes aus. Nach dem Versagen des er-

sten Spanndrahtes reichte in der Regel eine Steigerung der Lastspielzahlen um 10 %, um weitere Brüche zu erzeugen. Zu einer Versagens-Kettenreaktion kam es jedoch in keinem der untersuchten Träger. Nur in einem Versuchsträger ereignete sich ein vorzeitiger Bruch des Betonstahls in der Koppelfuge vor dem Versagen des Spannstahls. Die Versuche zeigten, daß für das Ermüdungsversagen neben der aufgebrachtten Schwingbreite der Spannungen die Höhe der Reibbeanspruchungen ausschlaggebend ist. Die aus einer punktuellen Umlenkung der Spanndrähte am Ende der Ankerscheibe resultierenden Querpressungs- und Schlupfwerte sind in der untersuchten Kopplung wesentlich höher als bei anderen Kopplungskonstruktionen. Die statistische Auswertung der ermittelten Ermüdungsfestigkeiten ergab einen sehr steilen Verlauf der Wöhlerlinie. Die unter Berücksichtigung aller Versuchswerte berechnete Regressionsgerade weist eine Neigung von 1,0 auf. Ein Abflachen der Wöhlerlinie bei niedrigeren Spannungsschwingbreiten konnte nicht beobachtet werden. Die Auswertung der Versuche liefert keinen Anhaltspunkt für die Bruchschwingspielzahl, ab der die Wöhlerlinie ihre Neigung ändert. Selbst bei Spannungsschwingbreiten zwischen 60 und 80 N/mm^2 kam es zum Ermüdungsversagen der Kopplung, bevor 10^6 Lastwechsel realisiert wurden. Aufgrund dieser Ergebnisse wurde die untersuchte Kopplung verbessert. Die Verbesserung ließ sich durch eine Reduktion der Reibdauerbeanspruchung mittels besserer Bohrtechnik für die Löcher in der Ankerscheibe erzielen. Es wird davon ausgegangen, daß alle anderen Kopplungen die Zulassungswerte ihrer Dauer-schwingfestigkeit auch im Bauwerk erreichen.

Es konnte in allen Versuchen beobachtet werden, daß in Querschnitten mit gemischter Bewehrung (Spannstahlbewehrung mit Koppelstelle und Betonstahlbewehrung) aufgrund unterschiedlicher Verbundeigenschaften des Betonstahls und der Kopplung eine Spannungsumlagerung stattfand. Der durch schlechtere Verbundeigenschaften charakterisierte Koppelstelle des Spannstahls entzieht sich der Beanspruchung, der Betonstahl wird hingegen höher belastet. Dies hilft bei vielen älteren Kopplungen, die Schwingbreite in den nicht gefährdeten Bereich zu drücken.

Auf der freien Spanngliedlänge zwischen den Koppelankern ist für beschränkt vorgespannte Spannbetonbauwerke infolge von Rissen im Beton, welche die Spannglieder ungünstigst bei älteren Bauwerken mit Breiten bis zu 0,3 mm kreuzen, bei ausreichend korrosionsgeschützten Spannstählen nach dem derzeitigen Kenntnisstand aufgrund der von Cordes et al. durchgeführten Untersuchungen [1] eine Ermüdungsbruchgefahr für die Spannstähle infolge Reibung nicht zu befürchten. Die Situation wird durch den

Einsatz von Kunststoffhüllrohren deutlich verbessert. Neuere Untersuchungen [6, 12] (s. hierzu auch Abschn. 1.2) machen deutlich, daß dabei größter Wert auf die Vermeidung von Spannungsrißkorrosion gelegt werden muß. Zur Zeit sind Verfahren in der Entwicklung, die diese Empfindlichkeit zufriedenstellend differenzieren können [7].

Kritischer sind dagegen die Verhältnisse in den Koppelfugen zu beurteilen, da im Bereich der Koppelanker der Spannstahl eine wesentlich geringere Dauerschwingfestigkeit besitzt als auf freier Strecke. Die im Bereich der Koppelanker im Rahmen der Zulassungsversuche ermittelten Dauerschwingfestigkeiten liegen zwischen ca. 70 und 100 N/mm². Diese Werte konnten in Bauteilversuchen nicht in allen Fällen verifiziert werden. Die gewonnenen Erkenntnisse wurden bei der Weiterentwicklung dieser Kopplungen aber bereits berücksichtigt. Alle Koppelstellen werden vor allem durch den parallel verlegten Betonstahl günstig beeinflusst, so daß neuere Kopplungen ausreichend sicher sind. Ältere erfüllen diese Anforderung ebenfalls, wenn auch dort durch Zulagebewehrung oder Überdrückung eine günstige Schwingbreite erreicht wird.

1.2 Korrosion

Der Neuentwurf zu DIN 1045 Teil 1 „Bemessung und Konstruktion“ ermöglicht für Vorspannung mit nachträglichem Verbund für Umweltbedingungen ohne Chlorideinwirkung die Anwendung der teilweisen Vorspannung, wenn der Rechenwert der Rißbreite auf $w_k = 0,2$ mm beschränkt wird und die Betondeckung auf das Hüllrohr mindestens $c = 5$ cm beträgt. Die Hintergründe für diese Regelung sind in [8] ausführlich dargelegt. Bemessungsprinzip dabei ist, daß unter Außenbauteilbedingungen eine planmäßige Depassivierung des Spannstahls während der gesamten Nutzungsdauer ausgeschlossen sein muß. Das konnte für Vorspannung mit nachträglichem Verbund für Außenbauteilbedingungen ohne Chlorideinwirkung unter den obengenannten Bedingungen nachgewiesen werden.

Für Bauteile mit Spritzwasserbedingungen kann bei gleichzeitiger Chlorideinwirkung davon ausgegangen werden, daß eine Depassivierung auch der Spannstahloberfläche nicht ausgeschlossen werden kann, wenn unter häufigen Lasteinwirkungen Risse die Spannbewehrung kreuzen. Aus diesem Grund muß auch zukünftig die Anwendung der teilweisen Vorspannung für diese mikroklimatischen Bedingungen ausgeschlossen bleiben.

Unklar sind bislang die Zusammenhänge im Bereich von Chlorid-Sprühnebelbelastungen (Über-

bauten von Straßenbrücken). Derzeit wird im Auftrag des Bundesverkehrsministers eine Untersuchung durchgeführt, ob und ggf. unter welchen Bedingungen im Chlorid-Sprühnebelbereich die teilweise Vorspannung zugelassen werden kann und wie bei bestehenden Bauwerken unplanmäßige Risse zu bewerten sind, die die Spannbewehrung kreuzen. Erste Untersuchungen an etwa zwanzig Jahre alten Brücken zeigen im Bereich von Rissen an Hüllrohren allenfalls leichten Flugrost, nach dem derzeitigen Stand der Untersuchungen besteht bei ordnungsgemäßer Betondeckung, schmalen Rissen und sachgemäß verpreßten Hüllrohren auch im Chlorid-Sprühnebelbereich keine erhöhte Korrosionsgefahr für die Spannstähle.

Sehr viel kritischer einzustufen ist der Chlorid-Spritzwasserbereich, insbesondere wenn der Korrosionsbeanspruchung eine dynamische Lastbeanspruchung überlagert ist. Für solche Korrosionsermüdungsbeanspruchungen existiert weder für Spannstähle noch für Betonstähle eine Dauerfestigkeit, die ertragbaren Schwingbreiten können bei sehr hohen Schwingspielzahlen auf unter 50 N/mm² absinken [9...13].

Als Beispiel sind in **Abb. 1** Ergebnisse aus [11] wiedergegeben. Dabei handelt es sich um Dauerschwingversuche an Betonstählen unter gleichzeitiger Einwirkung einer 1 %igen Chloridlösung. Die bei nackten Betonstählen ohne korrosive Einwirkung bekannte „Dauerschwingfestigkeit“ bei etwa 2 Mio Schwingspielen existiert nicht mehr, bei Schwingspielzahlen über 100 Mio kann die ertragbare Schwingbreite bei dauernder Chlorideinwirkung unter 50 N/mm² absinken.

Bei dauernd offenen Rissen und starker Chloridbeanspruchung ist deshalb besondere Vorsicht geboten und in jedem Einzelfall eine eingehende Untersuchung des Korrosionszustandes der Bewehrung angeraten.

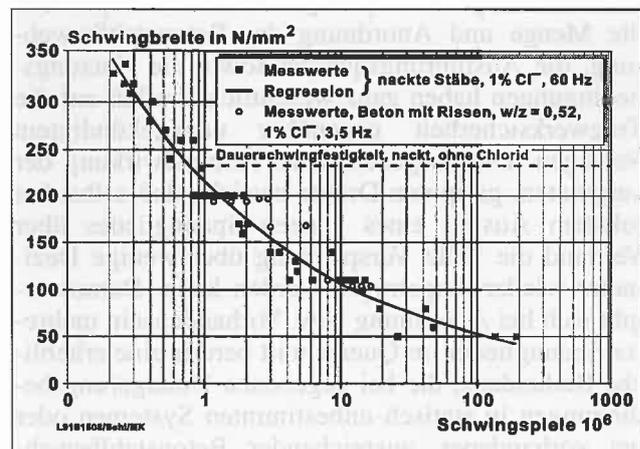


Abb. 1: Korrosionsermüdungsversuche an Betonstählen BSt 500 WR, $d_s = 8$ mm unter Chloridbeanspruchung [11]

2 Unangekündigte Brüche

2.1 Ausgangssituation

In jüngerer Zeit sind Schäden an etwa dreißig Jahre alten Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern in nachträglichem Verbund beobachtet worden. Die geschädigten Bauteile lagen in trockener Umgebung, die Hüllrohre waren dem damaligen Stand der Technik entsprechend ordnungsgemäß verpreßt, der Einpreßmörtel enthielt keine korrosionsfördernden Bestandteile. Die Schäden (verzögerte Spannstahlbrüche infolge wasserstoffinduzierter Spannungsrißkorrosion) betreffen ausschließlich Bauteile mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund aus vergüteten Drähten. Über Schäden an Neptun-Schäden und die daraus gezogenen Konsequenzen wurde in [14] berichtet.

Zwischenzeitlich ist auch ein Schaden an Spannbetonbindern mit vergütetem Sigma-Spannstahl aufgetreten. Es handelt sich um Sigma 40-oval von 1965. Ausgehend von den an vergüteten Spanndrähten beobachteten Schäden bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund sind umfangreiche Forschungsvorhaben und Bauwerksuntersuchungen zur Aufklärung der Schadensmechanismen, der Schadensursachen und des Gefährdungspotentials der bestehenden Bausubstanz durchgeführt worden.

2.2 Grundsätzliche Einflußgrößen auf die Tragwerksicherheit bei unangekündigten Brüchen

Die Empfindlichkeit der Spannstähle gegenüber unangekündigten Sprödbrüchen ist nur einer von mehreren wesentlichen Faktoren, die die Sicherheit von Spannbetonbauteilen gegenüber unangekündigtem Versagen bestimmen. Das statische System, die Zahl und Lage der Spannglieder, die Vorspannart, die Menge und Anordnung der Betonstahlbewehrung, die Ausführungsqualität sowie die Nutzungsbedingungen haben ganz wesentlich Einfluß auf die Tragwerksicherheit gegenüber unangekündigtem Versagen. Die ausgezeichnete Verbundwirkung der vergüteten, gerippten Drähte bewirkt, daß selbst bei lokalem Ausfall eines ganzen Spanngliedes über Verbund die volle Vorspannung über wenige Dezimeter wieder eingetragen werden kann. Daraus ergibt sich bei Anordnung bzw. Vorhandensein mehrerer Spannglieder im Querschnitt bereits eine erhebliche Redundanz, die bei gegebenen Umlagerungsbedingungen in statisch unbestimmten Systemen oder bei vorhandener, ausreichender Betonstahlbewehrung noch erheblich zunimmt (s. hierzu auch Abschn. 2.4).

Nach bisher vorliegenden Erkenntnissen kann die Tragwerksicherheit dann besonders gefährdet sein, wenn es sich um

- Einfeldsysteme,
- mit nur einem Spannglied,
- ohne ausreichende Betonstahlbewehrung nach den derzeit gültigen Regeln und
- um Vorspannung mit nachträglichem Verbund unter Verwendung von empfindlichen Spannstählen

handelt. Sofern Bauteile mit als empfindlich eingestuften Spannstählen zu bewerten sind, muß als erstes immer eine Empfindlichkeitsanalyse des vorliegenden Gesamtsystems durchgeführt werden, die die Auswirkung des lokalen Ausfalls einzelner oder mehrerer Spannglieder untersucht und bewertet.

2.3 Verzögerte Brüche bei vergüteten Drähten

Bei den beobachteten Spannstahlbrüchen an vergüteten Drähten i. w. aus den sechziger Jahren handelt es sich nach dem derzeitigen Erkenntnisstand um wasserstoffinduzierte Spannungsrißkorrosionserscheinungen. Der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) hat eine Expertengruppe gebildet, die den derzeitigen Stand der Erkenntnisse wie folgt zusammengefaßt hat:

Erkenntnisse zu den Schadensmechanismen und den grundsätzlichen Einflußgrößen

- (1) Wasserstoffentwicklung ist unter starker Sauerstoffarmut auch im alkalischen Milieu möglich.
- (2) Eine Rißeinleitung im alkalischen Milieu ist auch bei den sehr empfindlichen vergüteten Drähten bisher nicht beobachtet worden.
- (3) Bei empfindlichen vergüteten Drähten ist ein Rißfortschritt (nach Rißeinleitung vor dem Einbau) auch im alkalischen Milieu möglich.
- (4) Unter Kondenswasserbedingungen ist auch in hohem Alter Rißeinleitung möglich. Baupraktisch sind Kondenswasserbedingungen vergleichbar mit Verhältnissen in karbonatisiertem Beton oder im Bereich von Hohlräumen, z. B. in nicht vollständig verpreßten Hüllrohren.
- (5) Die Empfindlichkeit von Spannstählen bzgl. Rißeinleitung und Rißfortschritt kann extrem unterschiedlich sein. Unempfindliche Spannstähle bleiben auch bei extremen Einwirkungen relativ widerstandsfähig gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrißkorrosion. Der Verrostungsgrad der Oberfläche ist kein Hinweis auf die Gefahr von Spannungsrißkorrosionserscheinungen.

(6) Überfestigkeiten erhöhen das Risiko wasserstoffinduzierter Spannungsrißkorrosion bei allen Spannstahlsorten. Sie sind aber nicht zwingende Voraussetzung für extreme Empfindlichkeit. Festigkeitsgrenzen bzgl. der Spannungsrißkorrosionsempfindlichkeit existieren für alle Spannstahlsorten, liegen allerdings in unterschiedlicher Größenordnung.

Als empfindlich eingestufte Spannstähle

(7) Alle derzeit in Deutschland hergestellten Spannstähle sind als nicht empfindlich einzustufen. Das wird u. a. durch seit 1978 durchgeführte Spannungsrißkorrosionsprüfungen im Rahmen der Güteüberwachung von Spannstählen sichergestellt und bestätigt.

(8) Für die in Deutschland derzeit zugelassenen Spannstähle werden die als kritisch eingestuften Festigkeitsgrenzen nicht überschritten.

(9) Als möglicherweise gefährdet müssen Neptun-Stähle und Sigma-oval-Stähle des Produktionszeitraumes bis 1965 eingestuft werden.

(10) Für den Produktionszeitraum zwischen 1965 und 1978 kann derzeit auch für vergütete Spanndrähte des Typs Sigma-oval eine Gefährdung nicht ausgeschlossen werden. Die Einschätzung eines möglicherweise vorhandenen Gefährdungspotentials, das nicht quantifizierbar ist, kann erst zurückgenommen werden, wenn neue Erkenntnisse durch die Forschung bzw. durch Untersuchung von Bauwerken vorliegen. Durch Produktionsumstellungen sind im betrachteten Zeitraum Verbesserungen des Reinheitsgrades und der Gleichmäßigkeit der chemischen Analyse erreicht worden. Inwieweit diese Verbesserungen sowie der Einfluß der Umstellung auf Rundmaterial eine Verringerung des Gefährdungspotentials bewirkt haben, ist derzeit nicht quantifizierbar.

(11) Für die Produktion nach 1978 kann durch die im Rahmen der Überwachungsversuche sowie zahlreicher Forschungs- und Prüfungsergebnisse gefolgert werden, daß auch für Sigma-Stäbe keine Gefährdung durch eine besondere Spannungsrißkorrosionsanfälligkeit gegeben ist. Für diese Beurteilung ist außerdem zu berücksichtigen, daß ab etwa dieser Zeit auch die Ausführungs- und Verarbeitungsbedingungen beim Spannbeton entscheidend verbessert wurden (u. a. Regelung der Verweildauer des Spannstahls im Hüllrohr, Ausblasen der Hüllrohre, Einpreßtechnik usw.).

(12) Aufgrund von Schäden an einer Spannbetonbrücke in Berlin muß der Schluß gezogen werden, daß der Hennigsdorfer Spannstahl in eine vergleichbare Gefährdungskategorie wie die anderen vergüteten Spanndrähte (Neptun, Sigma) einzuordnen ist.

Die dargestellten Erkenntnisse machen deutlich, daß bei der Beurteilung der Tragwerkssicherheit bestehender Spannbetonbauteile die Einschaltung von Experten angeraten ist, wenn der Verdacht auf das Vorliegen empfindlicher Spannstähle vorliegt.

2.3 Beurteilung der Situation bei Brücken

2.3.1 Redundanz von Brückenbauwerken

Immer wieder wird von einzelnen Kritikern die Befürchtung geäußert, Brücken könnten ohne Vorwarnung einstürzen – etwa bei Versagen des Spannstahls infolge Korrosion und/oder Ermüdung.

Hier sind zwei grundlegend verschiedene Situationen zu unterscheiden: Brückentragwerke aus Einfeldträgern und Brückentragwerke aus Durchlaufträgern.

In Einfeldtragwerken treten zwar im Gegensatz zu den statisch unbestimmten Durchlaufträgern in der Regel weniger Biegezugrisse auf. Es wurden aber an diesen Bauwerken teilweise Risse in den Stegen längs der Spannglieder, in den Fahrbahnplatten und an den Trägerenden, wo die Vorspannkraft noch nicht voll in den Gesamtquerschnitt eingetragen ist, begünstigt durch Spaltzugkräfte, festgestellt. Im letzteren Fall stellt vor allem das Einsickern von Tausalzlösungen unter nicht mehr wasserdichten Fahrbahnübergängen eine erhöhte Gefahr dar. Daher kann auch bei Einfeldtragwerken unter ungünstigen Voraussetzungen der Ausfall eines Teils der Spannglieder nicht ausgeschlossen werden.

Durch den Ausfall einzelner Spannglieder im Laufe der Zeit sinkt die Querschnittstragfähigkeit ab. Ist bei der Bauausführung ein Teil der Hüllrohre nicht ordnungsgemäß verpreßt worden, fehlt wegen des nicht vorhandenen Verbunds bereits von Anfang an ein Teil der Querschnittstragfähigkeit.

Beim Versagen einzelner Spannstähle werden Kräfte freigesetzt, die sich auf die übrigen Spannstähle umlagern müssen. Dadurch nehmen in diesen die Spannungen, mithin auch die Dehnungen zu. Infolge der Dehnungszunahme ist mit Rißbildung im Beton – die Bruchdehnung des Betons auf Zug liegt in der Größenordnung von nur ca. 0,1 ‰ – sowie einem weiteren Öffnen bereits vorhandener Risse zu rechnen.

Bei normaler Verkehrsführung betragen die Biegemomente aus dem fließenden Verkehr, wie Messungen an Brücken im Zuge von Autobahnen ergeben haben, nur einen Bruchteil der Biegemomente gemäß DIN 1072. Bei einem Stau werden die Momente zwar größer, allerdings dürften auch in derarti-

gen Fällen bei normaler Verkehrsführung innerhalb des für Talbrücken interessierenden Spannweitenbereichs von etwa 30 bis 100 m die Momente die Hälfte der Bemessungswerte gemäß DIN 1072 nicht überschreiten. Bei einer 4 + 0 Verkehrsführung im Zuge von Instandsetzungen im Bereich der Fahrbahnfläche eines Überbaus können jedoch die Biegemomente aus Verkehr bei einem Stau die Größenordnung der Bemessungswerte erreichen. Dies kann auch bei Überfahrten von Schwertransporten auftreten.

Ein unter äußerst ungünstigen Voraussetzungen denkbares Versagenszenario könnte nun darin bestehen, daß der Verlust an Tragfähigkeit nicht bemerkt wird und gleichzeitig einem Schwertransport die Genehmigung zur Überfahrt erteilt wird.

Fährt ein Schwertransport auf einem Einfeldtragwerk, wachsen die Biegemomente infolge der Verkehrslasten an. Erreichen diese in Überlagerung mit den Biegemomenten aus ständig wirkenden Lasten an einer Stelle das maximal aufnehmbare Grenzmoment des Querschnitts $M_{pl}(t)$, stellt sich eine kinematische Kette ein. Der einfeldrige Längsbalken erreicht seinen Grenzzustand der Tragfähigkeit, sobald an einer Stelle die Tragfähigkeit erschöpft ist (Abb. 2).

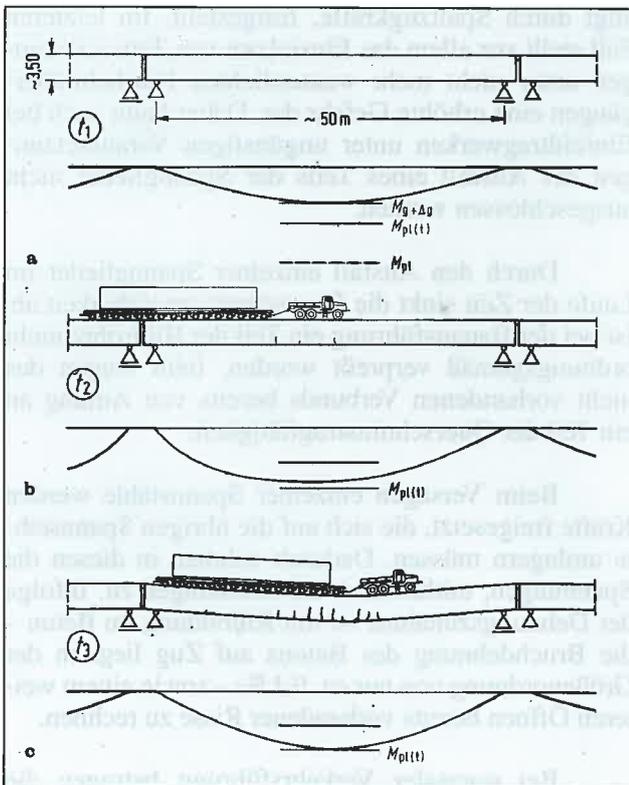


Abb. 2: Der einfeldrige Längsbalken versagt, sobald an einer Stelle die Tragfähigkeit des Querschnitts erschöpft ist. a Biegemomente aus ständiger Last; b Biegemomente aus ständiger Last und Schwertransport; c Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

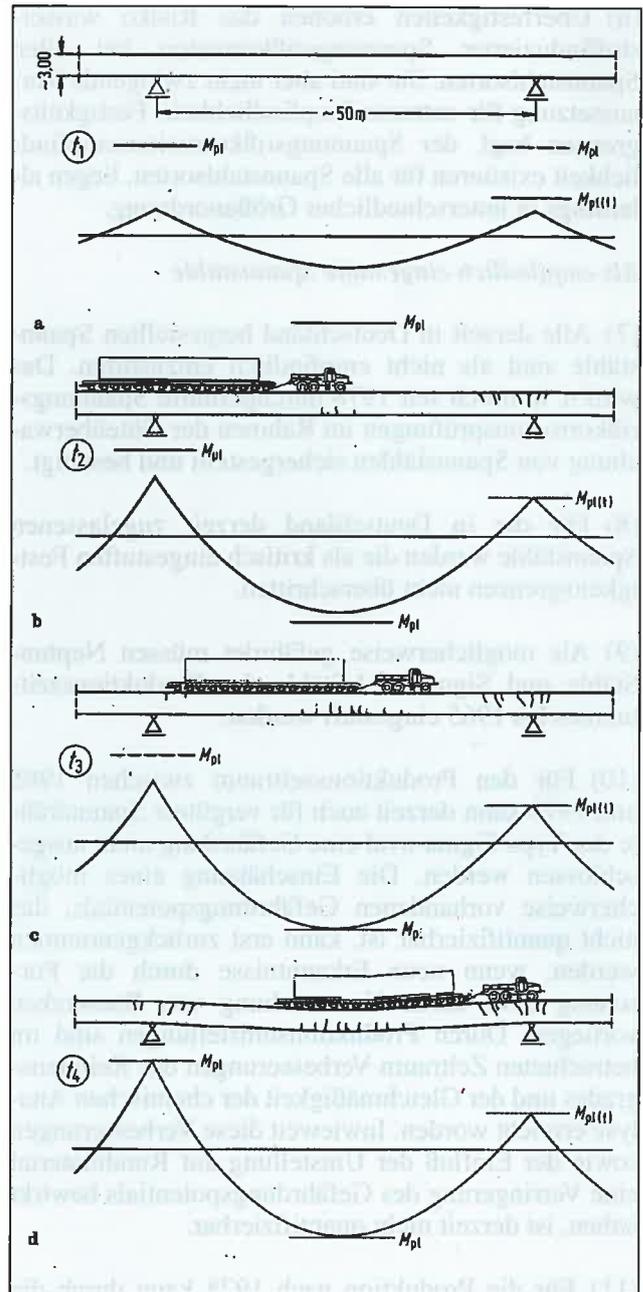


Abb. 3: Der Durchlaufträger weist Systemreserven auf. Erst nach Bildung von drei Fließgelenken kommt es zum Tragwerksversagen. a Biegemomente aus ständiger Last; b Biegemomente aus ständiger Last und Schwertransport, Fließgelenkbildung an der geschwächten Stelle über der Stütze; c Biegemomente aus ständiger Last und Schwertransport, Fließgelenke über der Stütze und im Feld; d Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Fließgelenke über den Stützen und im Feld

Um in solchen Fällen ein Versagen ohne Vorwarnung zu vermeiden, ist in jüngster Zeit eine sogenannte Robustheitsbewehrung entwickelt worden. Sie stellt sicher, daß vor dem Bruch eine deutlich sichtbare Rißentwicklung stattfindet. Damit ist bei größerer Durchbiegung eine Vorwarnung gegeben, welche die Einleitung von Gegenmaßnahmen erlaubt.

Bei einem durchlaufenden Überbau, der beispielsweise über einer Innenstütze infolge des Ausfalls eines Teils der Spannglieder nicht mehr die volle Tragfähigkeit aufweist, wachsen die Biegemomente im Feld und über den Stützen zunächst ebenfalls an. Erreichen die Biegemomente über der betroffenen Innenstütze das plastische Grenzmoment des Querschnitts, so stellt sich dort ein plastisches Gelenk ein (Fließgelenk). Da das Moment dort in der Folge nicht mehr anwachsen kann, wachsen die Momente im Feld und über der zweiten Innenstütze entsprechend schneller an. Wird auch im Feld die Grenztragfähigkeit des Querschnitts erreicht, können sich die Momente noch zu der noch nicht voll ausgenutzten Innenstütze umlagern, bis auch dort ein Fließgelenk entsteht. Erst dann liegt eine kinematische Kette vor, d. h. der Grenzzustand der Tragfähigkeit des durchlaufenden Überbaus ist erreicht (**Abb. 3**).

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist demnach im Gegensatz zum Einfeldträger noch nicht erreicht, wenn an einer Stelle der Querschnitt erschöpft ist. Es bestehen noch Umlagerungsmöglichkeiten, die eine Systemreserve darstellen und die bei der bisher in Deutschland üblichen Bemessung nicht ausgenutzt werden. Künftig ist vorgesehen, diese Reserven schon bei der Planung zu nutzen. Deshalb muß auch dort für eine ausreichende Vorwarnung gesorgt werden. Diese stellt die zuvor erwähnte Robustheitsbewehrung sicher.

Zur vollständigen Ausnutzung der Traglast im Grenzzustand der Tragfähigkeit wie in **Abb. 3** muß eine ausreichende Rotationsfähigkeit in den plastifizierten Bereichen (Fließgelenke) gegeben sein, damit die Momentenumlagerung überhaupt möglich ist. Spannbetontagwerke haben in der Vergangenheit diese Rotationsfähigkeit mehrfach bewiesen. Der Überbau der Mainbrücke bei Hochheim z. B. hat nach dem Abläufen der Lagerrolle ausreichende Duktilität bewiesen. Bei einem Pfeilerabstand von 35,40 m wurde immerhin eine Stützenabsenkung von 36 cm bewältigt. Auch die Reußbrücke in der Schweiz zeigte ein vergleichbares Verformungsvermögen beim Absenken eines Pfeilers um 1,20 m. Ein ähnlich positives Verhalten bewies die Innbrücke in Kufstein.

2.3.2 Beurteilung von Koppelfugen

Die feldweise Herstellung ist bei Brücken, die sich über mehrere Felder erstrecken, eine übliche Bauweise. In den Arbeitsfugen zwischen den einzelnen Bauabschnitten werden die Spannglieder gekoppelt. Hieraus leitet sich die Bezeichnung Koppelfuge ab.

Bei Brückenprüfungen älterer Bauwerke sind wiederholt Risse in diesen Arbeitsfugen festgestellt worden. Die Risse sind ein Indiz dafür, daß sich der

Querschnitt im Zustand II befindet. Ursache für diese Schäden sind in fehlenden Lastannahmen und schlechten Konstruktionsmerkmalen zu sehen. Ein wesentliches Defizit bei den Lastannahmen war die Vernachlässigung des Lastfalls eines Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe. Bei der Konstruktion wurde der Fehler gemacht, alle Spannglieder in einem Querschnitt zu koppeln und zu wenig Betonstahl einzubauen.

Die besondere Ermüdungsbeanspruchung, die ggf. geringe Ermüdungsfestigkeit von Spanngliedkoppelungen und die sich daraus ergebenden Konsequenzen sind in Abschn. 1.1 eingehend beschrieben.

Ein Konstruktionsprinzip der feldweisen Herstellung ist, die Koppelung in den Momentennullpunkten anzuordnen, da dort die geringste Belastung des Querschnitts erwartet wird. Bei einer Bemessung mit multiplikativen Sicherheitsfaktoren wird in diesen Bereichen nur eine geringe Bewehrungsmenge erzielt.

Neuere Erkenntnisse haben gezeigt, daß die Hypothese einer konstanten Lage des Momentennullpunktes falsch ist. Die Lage des Momentennullpunktes wird durch über die Bauhöhe ungleichmäßig verteilte Temperaturen, Umlagerungen infolge Systemänderungen, ungleichmäßige Verteilung des Eigengewichtes, falsche Einschätzung der Steifigkeitsverteilung entlang der Brückenträger oder nicht berücksichtigte Lagerverformungen verändert. Diese Streuungen der Schnittgrößen in der Koppelfuge können durch multiplikative Sicherheitsfaktoren allein nicht erfaßt werden. In den Koppelfugen können Schnittgrößen so streuen, daß das Dekompressionsmoment überschritten wird. Das Dekompressionsmoment selbst kann infolge vergrößerter lokaler Kriech- und Schwindverluste, Eigenspannungszuständen aus dem Vorspannen oder zu klein angesetzter Kriech- und Schwindbeiwerte geringer sein als rechnerisch angenommen. Aufgrund dieser Erkenntnisse wird bei heutigen Bauwerken der Lastfall Temperatur berücksichtigt und ein additives Sicherheitselement angesetzt, um Streuungen im Bereich des Momentennullpunktes zu erfassen. Bei den Nachweisen der Schwingbreiten wird der statisch bestimmte Anteil der Vorspannung um 10 % reduziert.

Die Bestimmung der Schwingbreite in den Spanngliedern ist eine nicht-lineare Aufgabenstellung, wie in **Abb. 4** ersichtlich. In der gewählten Darstellung wird der Fokus auf die Einflüsse des Grundmomentes gelegt. Für eine häufige Verkehrsbelastung werden Schwingbreiten über den Grundmomenten aufgetragen. Der gravierende Einfluß des Grundmomentes ist in der **Abb. 4** deutlich zu erkennen. Unter den theoretisch angenommenen ständigen

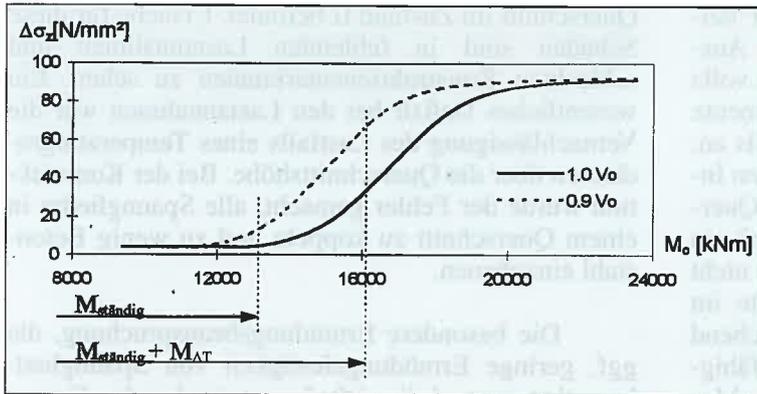


Abb. 4: Momenten-Schwingbreiten-Diagramm

Lasten sind die Schwingbreiten gering. Eine Temperaturbelastung führt zu einem signifikanten Anstieg der Schwingbreiten. Die gestrichelte Linie deutet die Schwingbreiten bei einer um 10 % reduzierten Vorspannung an. Die Auswirkung der Schwankungen der Vorspannung ist deutlich festzustellen.

In der heutigen Bemessungspraxis nach DIN 4227 07.88 [17] werden folgende Ansätze für die Bemessung der Koppelfugen vorgesehen:

- Mindestbewehrung in der Gurtplatte 0,8 %,
- Additives Sicherheitselement ΔM beim Nachweis der Schwingbreite,
- Begrenzung der Anzahl der zu koppelnden Spannglieder.

In Abb. 5 sind die Verbesserungen durch die heutige Bemessungs- und Konstruktionspraxis dargestellt. Das Niveau der Schwingbreiten kann signifikant gesenkt werden.

2.4 Heutige Konstruktionspraxis

Mit Einführung der DIN 4227-A1 [18] wurden wesentliche Bestimmungen für die Festlegung der Mindestbewehrung und der Rißbreitenbeschränkung geändert.

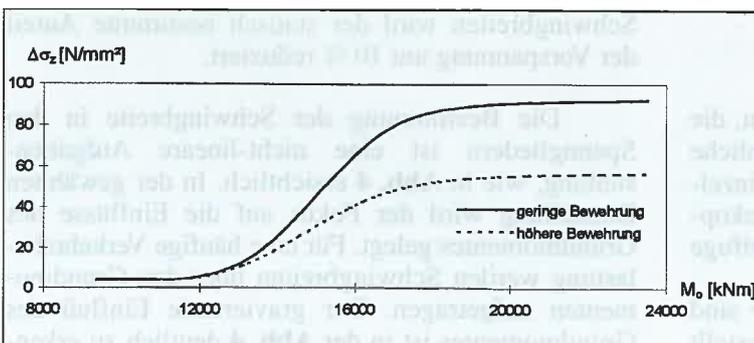


Abb. 5: Auswirkung neuer Konstruktionsmerkmale

2.4.1 Mindestbewehrung

Zentrale Änderung für die Bestimmung der Mindestbewehrung in Spannbetonbauwerken ist die Neufassung der Tabelle 4 der DIN 4227. Die Tabelle gibt Faktoren an, mit der die Mindestbewehrung für unterschiedliche Funktionen aus einem von der jeweiligen Festigkeitsklasse abhängigen Bewehrungsgrad μ bestimmt werden kann. In der DIN 4227 - A1 ist die Tabelle 4 einer klaren Gliederung unterworfen.

Zeile	Funktion
1a - 1c	Oberflächenbewehrung
2a - 2b	Robustheit
3a - 3b	Schubbewehrung

Oberflächenbewehrung

Im jungen Beton entstehen infolge abfließender Hydrationswärme und Frühschwindens Eigenspannungen, die auf der Oberfläche Zug und damit Risse verursachen können. Um die Rißbreiten zu kontrollieren, wird eine Oberflächenbewehrung eingebaut. Sie soll die Erstrißspannungen übernehmen können, wobei man davon ausgeht, daß die Höhe des Zugkeils etwa $\frac{1}{4}$ der Bauteilhöhe beträgt (Abb. 6). Daraus resultiert die erforderliche Oberflächenbewehrung.

$$A_s = 0,8 \cdot \frac{0,25 \cdot b \cdot d \cdot \beta_{bz}}{\beta_s} \Rightarrow \mu_s = \frac{0,2 \cdot \beta_{bz}}{\beta_s} \quad (1)$$

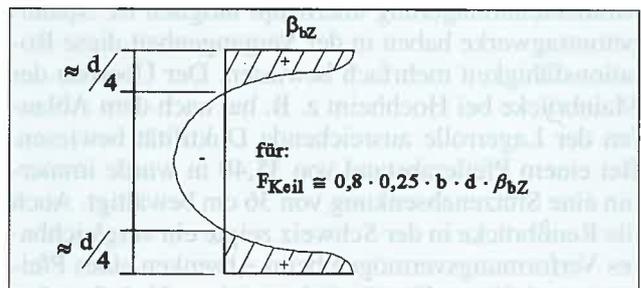


Abb. 6: Eigenspannungsrest

Der Faktor 0,8 berücksichtigt die Völligkeit der Spannungsverteilung im Zugkeil. Als β_{bz} wird 80 % der entsprechenden 28-Tage-Zugfestigkeit angesetzt, da zum Zeitpunkt der Rißbildung der Beton noch nicht die volle Festigkeit erreicht.

Robustheitsbewehrung

Die Robustheitsbewehrung soll in Spannbetonbauwerken dem Prinzip „Riß

vor Kollaps“ dienen. Bei Spannbetonträgern besteht die Gefahr, daß ein Querschnitt auch bei Schädigung mehrerer Spannglieder durch seine Zugfestigkeit der äußeren Last widersteht. Wird die Zugfestigkeit überschritten, kann der Querschnitt ohne Vorankündigung versagen. Zur Vermeidung eines solchen Versagens wird eine Robustheitsbewehrung in der DIN 4227 – A1 vorgesehen.

$$M_{As,min} = M_{Ri\beta} = \beta_{bz} \cdot W \quad (2)$$

Mindestschubbewehrung

Die Mindestschubbewehrung soll bei Bauteilen, die keiner rechnerischen Schubbewehrung bedürfen, eine ausreichende Bewehrung sicherstellen, damit durch ein Versagen der Schubtragfähigkeit des Betons kein Schubbruch eintritt.

2.4.2 Bewehrung zur Rißbreitenbeschränkung

Das Konzept der Rißbreitenbeschränkung hat sich in der Neuregelung wesentlich geändert. Bei voll- und beschränkt vorgespannten Tragwerken sind im allgemeinen nur Einzelrisse zu erwarten, da die rechnerischen Randspannungen im weiten Tragbereich unter der Betonzugfestigkeit liegen. Aufgrund mangelhafter Verarbeitung des Betons, unerwarteten Zwängungen oder Schwankungen der Vorspannung können sich lokale Fehlstellen ausbilden, in denen Risse auftreten. Durch die Bewehrung sollen die Rißbreiten solcher Einzelrisse so beschränkt werden, daß die Dauerhaftigkeit des Bauwerks nicht beeinträchtigt wird. Die erforderliche Bewehrung ist so auszulegen, daß der Zugkeil unmittelbar vor dem Erstriß abgedeckt wird (**Abb. 7**). Dadurch wird in Abhängigkeit von Betonzugfestigkeit, Verbundeigenschaften und Durchmesser der Bewehrung, Vorspannung und Bauteilgeometrie die Bewehrungsmenge bestimmt. Die Rißbreite wird analog zu DIN 1045, EC 2, DIN 1045-1 über die Stabdurchmesser gesteuert.

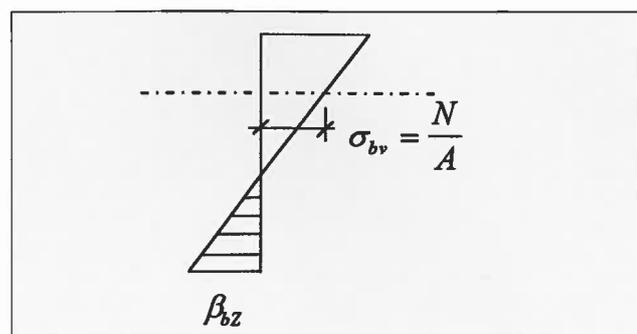


Abb. 7: Ermittlung des Zugkeils zur Bestimmung der Bewehrung zur Rißbreitenbeschränkung

Das neue Konzept ist zu dem in der DIN 4227 vorgesehenen erheblich geändert worden. In der DIN 4227 wurde aus der tatsächlich vorhandenen Belastung unter Berücksichtigung zusätzlicher Sicherheitselemente ΔM_1 und ΔM_2 die Rißbreite in dem r -Verfahren bestimmt. In dem neuen Konzept wird die Belastung nur indirekt berücksichtigt. Die Rißbreitenbeschränkung orientiert sich an den Schnittgrößen unmittelbar vor der Erstrißbildung. Auf die zusätzlichen Sicherheitselemente kann verzichtet werden, da der Zustand unmittelbar vor der Rißbildung untersucht wird.

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{bz}} = \frac{0,8 \cdot k \cdot k_c \cdot \beta_{bz}}{\sigma_s} - \xi_1 \cdot \mu_z \quad (3)$$

mit:	
β_{bz}	Zentrische Zugfestigkeit des Betons
σ_s	zul. Betonstahlspannung abhängig vom Stabdurchmesser nach Tab.6 der Norm
k	Beiwert zur Berücksichtigung der sekundären Rißbildung
k_c	Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone und Änderung des inneren Hebelarmes beim Übergang in den Zustand II
ξ_1	Verbundbeiwert zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Spannstahls auf den gezogenen Querschnitt bezogener Spannstahlbewehrungsgehalt

3 Literatur

- [1] Cordes, H. ; Hegger, J. ; Neuser, J.: Untersuchungen zur Reibermüdung bei teilweise vorgespannten Bauteilen. Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [2] Fischer, M. ; König, G.: Rißbreitenzunahme vorgespannter Bauteile unter Wechsellasten und Zwang. Beitrag zum 35. Forschungskolloquium des DAfStb an der Universität Leipzig, Leipzig 1998
- [3] Kordina, K.: Wartung und Wiederinstandsetzung von Betonbauteilen. Zem. Beton 3, 1984
- [4] Sturm, R. ; König, G.: Wöhlerlinien für einbetonierte Spanngliedkopplungen – Dauerschwingversuche an Spanngliedkopplungen des Litzenspannverfahrens D & W. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 452, Berlin 1995
- [5] Danielewicz, I. ; König, G.: Wöhlerlinien für einbetonierte Spanngliedkopplungen – Dauerschwingversuche an Spanngliedkopplungen des Bündelspanngliedes BBRV-SUSPA II. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 452, Berlin 1995

- [6] Nürnberger, U. ; Beul, W.: Wasserstoffinduzierte Spannungsrißkorrosion von zugschwellbeanspruchten Spannstählen. Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [7] Krumbach, R. ; Heyn, A. ; König, G.: Spannungsrißkorrosion von Spannstahl – Vorstellung einer neuen Testmethode. Beitrag zum 35. Forschungskolloquium des DAfStb an der Universität Leipzig, Leipzig 1998
- [8] Schießl, P.: Einfluß von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton und Spannbetonbauteilen. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 370, Berlin 1986
- [9] Kupfer, H. ; Müller, H. H.: Ermüdungskorrosion von Spannstahl. Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [10] Nürnberger, U. ; Beul, W.: Wasserstoffinduzierte Spannungsrißkorrosion (SpRK) von zugschwellbeanspruchten Spannstählen. Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [11] Schießl, P. ; Weber, J. W.: Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen. Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [12] Schießl, P. ; Moersch, J.: Untersuchungen zum Rißkorrosionsverhalten von Spannstählen unter Betriebsbedingungen. Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [13] Nürnberger, U. ; Beul, W.: Schwingfestigkeit von Stahlbeton bei Beanspruchung mit Meerwasser. Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm „Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen“ der DFG, Universität Stuttgart 1997
- [14] Wölfel, E.: Einzelne Spannbetonbauteile möglicherweise durch verzögerte Spannstahlbrüche gefährdet. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), Nr. 6, S. 155-157
- [15] König, G. ; Maurer, R. ; Zichner, T.: Spannbeton : Bewährung im Brückenbau. Springer Verlag 1986
- [16] Kordina, K., Iványi G. und Günther, J.: Dauerschwingversuche an Koppelankern unter praxisähnlichen Bedingungen (Koppelfuge im Zustand II). Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 326, 1981
- [17] DIN 4227 Teil 1 07.88. Spannbeton. Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung
- [18] DIN 4227-1/A1 Teil 1 12.95. Spannbeton. Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Änderung A1 zu DIN 4227 Teil 1 07.88

Checkliste für die bautechnische Prüfung von Glaskonstruktionen

Der BÜV legt eine Prüfhilfe auf der Basis bauaufsichtlicher Anforderungen vor

Die heutigen Stadtbilder zeigen es unverkennbar: Der Einsatz von Glas als Konstruktionswerkstoff gewinnt immer mehr an Bedeutung. Für die Vielzahl der unterschiedlichen Anwendungsmöglichkeiten bedarf es deshalb dringend geeigneter Bemessungsverfahren, Konstruktionshinweisen und Prüf- bzw. Bemessungsgrundlagen. Lag der Schwerpunkt in den vergangenen Jahren in der Analyse und Bewertung von Glas zur Berechnung und Bemessung, gilt es nun, auch die für die Prüfung und Überwachung von Glaskonstruktionen notwendigen Hinweise zu formulieren. Basierend auf der Tatsache, daß im Bauwesen fast jede Glaskonstruktion einen neuen Prototypen darstellt, können die Hinweise lediglich Grundlage einer Einzelprüfung sein.

** Dem Arbeitskreis gehören folgende Kollegen an:*

Dipl.-Ing. Hansjörg Braun, Schömberg;

Dipl.-Ing. Hanns-Martin Bräuer, Mannheim;

Dipl.-Ing. Matthias Gerold, Karlsruhe;

Dipl.-Ing. Güssen, Aachen;

Dipl.-Ing. Claus Jung, Euskirchen;

Prof. Dr.-Ing. Rolf Kindmann, Dortmund;

Dipl.-Ing. W. Laufs, Aachen;

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer, Hamburg;

Dr.-Ing. Karl Morgen, Hamburg;

Dipl.-Ing. Hans Joachim Niebuhr, Dortmund;

Dipl.-Ing. Klaus Reußner, Berlin;

Dipl.-Ing. Jens Schneider, Darmstadt;

Dr.-Ing. Schober, Stuttgart;

Dr.-Ing. Ulrich Schürmann, Dortmund;

Dr.-Ing. Holger Techen, Hamburg;

Prof. Dr.-Ing. Johann-Dietrich Wörner, Darmstadt.

1 Einleitung

Die Checkliste wurde vom Arbeitskreis Konstruktiver Glasbau des Baulichen Überwachungsvereins der Prüfm Ingenieure Deutschlands (BÜV e.V.) erarbeitet, die redaktionelle Umsetzung und Erläuterung wurde Prof. Dr.-Ing. Wörner, Dipl.-Ing. Schneider (TU Darmstadt) und Dr.-Ing. Techen (Windels-Timm-Morgen, Hamburg) realisiert und mit der Bauaufsicht (BD Prof. H. Charlier) abgestimmt.* Sie enthält eine Auflistung wesentlicher Punkte, die dem Prüfm Ingenieur die bautechnische Prüfung auf der Basis der bauaufsichtlichen Anforderungen [11, 12] erleichtern sollen.

2 Checkliste

A. Nachweis der Verwendbarkeit gemäß Bauordnung

Liegt

- eine Norm oder technische Regel oder
- eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder
- ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis vor?

ja: „übliches“ Genehmigungsverfahren

nein: Zustimmung im Einzelfall der obersten Bauaufsichtsbehörde

B. Prüfung der Unterlagen

In welchen Anwendungsbereich läßt sich die Verglasung einordnen?

- Vertikalverglasung
- Überkopffverglasung
- Absturzsichernde Verglasung (z.B. Brüstungsverglasung, bestimmte Aufzugsverglasungen)
- Begehbare Verglasung / Betretbare Verglasung
- Sonstige tragende Verglasungen

Sind alle Einwirkungen und Schadensszenarien berücksichtigt?

- Eigengewicht
- Windlasten, Schneelasten
- Verkehrslasten (z.B. auch Holmlasten)
- Temperaturlasten, Klimalasten
- Stoßlasten
- Spontanbruch
- Ausfallbetrachtungen, Systemsicherheit (z.B. Resttragfähigkeit)
-

Sind der Aufbau des Glaselementes, die Glasarten und -dicken sowie Zwischenmaterialien angegeben und das Haltesystem ausreichend beschrieben?

- Floatglas (Spiegelglas)
- Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG)
- Teilvorgespanntes Glas (TVG)
- Gußglas (Drahtglas, Profilglas)
- Isolierglas aus
- Verbund-(Sicherheits)-Glas (VSG aus)
- Linienlagerung
- Punktlagerung (kugelgelenkig, starr, in der Zwischenfuge,....)
-

C. Rechenmodelle

Sind Idealisierungen realitätsnah genug abgebildet?

- Auflagerbedingungen
- Membranspannungen
- Effekte aus Theorie II./III. Ordnung
- FE-Netzmodellierung
-

D. Besonderheiten bei der Berechnung

Sind Besonderheiten bei der Berechnung berücksichtigt?

- Koppeleffekt
- Schubverbund bei Verbundsicherheitsglas
- Bohrungen
- Grenzfallbetrachtungen für die Verschieblichkeit der Lager (Punkthalter)
-

E. Überwachung der Ausführung

- Auflagen aus Prüfbericht, Zustimmung im Einzelfall, Zulassung
- Herstellerbescheinigungen?
- Kennzeichnung von thermisch vorgespanntem Glas (Stempel),....?
- Kantenverletzungen, Ausmuschelungen?
- Zwängungsarmer Einbau?
- Maßtoleranzen?
- Dauerhaftigkeit?
- Überprüfung der Vorspannung (Existenz)?
-

3 Erläuterungen zur Checkliste zur bautechnischen Prüfung von Glaskonstruktionen

3.1 Nachweis der Verwendbarkeit gemäß Bauordnung

Liegt für eine Glaskonstruktion, deren Verwendbarkeit gemäß Bauordnung nachzuweisen ist

- keine Norm oder technische Regel (z.B. TRÜ [1], TRV [2])
- keine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
- kein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis

vor, bedarf es einer Zustimmung im Einzelfall der obersten Landesbaubehörde. Ferner ist zu überprüfen, inwieweit es sich bei der verwendeten Glasart um ein geregeltes Bauprodukt entsprechend der Bauregelliste A Teil 1 handelt. Teilvorgespanntes Glas (TVG) beispielsweise ist bisher kein geregeltes Bauprodukt gem. Bauregelliste. Die vorzulegenden Verwendbarkeitsnachweise für eine Zustimmung im Einzelfall sind vorab mit der obersten Landesbaubehörde abzustimmen, z.B. [3].

3.2 Prüfung der Unterlagen

Aus den eingereichten Unterlagen müssen Anwendungsbereich und Funktion eindeutig hervorgehen. Glaskonstruktionen können z.B. entsprechend ihrer Funktion in folgende Gruppen eingeteilt werden:

- Vertikalverglasungen (Fassaden) [2]

- Überkopfverglasungen [1]
- Absturzsichernde Verglasungen [7]
Dies sind z.B. Brüstungsverglasungen, raumhohe Fassadenverglasungen, die ohne gesonderte Absturzsicherung ausgeführt werden, aber auch bestimmte Aufzugsverglasungen, die als Absturzsicherung dienen
- Begehbare Verglasungen, betretbare Verglasungen
Begehbare Verglasungen können planmäßig durch Verkehrslasten belastet werden, betretbare Verglasungen nur außerplanmäßig unter bestimmten Voraussetzungen (z.B. zu Reinigungszwecken bei gleichzeitigen Absperrmaßnahmen)
- Sonstige tragende Verglasungen (z.B. für aussteifende Zwecke)

In Abhängigkeit vom Anwendungsbereich ergeben sich Einwirkungen und Schadensszenarien, die im Rahmen des Nachweises berücksichtigt werden müssen. Diese sind z.B.:

- Eigengewicht $\gamma_{\text{Glas}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Windlasten
Hier ist besonders zu beachten, daß Auflagerbedingungen für Druck und Sog unterschiedlich sein können (z.B. Druck: Linienlagerung, Sog: Punkt-lagerung). Für punktgehaltene Konstruktionen wird häufig der Sognachweis im Rand- oder Eckbereich maßgebend.
- Schneelasten
- Verkehrslasten
Für begehbare Verglasungen werden z.T. höhere Lastansätze gefordert, als in DIN 1055 vorgesehen. Holmlasten müssen bei absturzsichernden Verglasungen beachtet werden.
- Temperaturlasten, Klimlasten
- Spontanbruch von Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG)
- Stoßlasten (harter und weicher Stoß)

Je nach Anwendungsbereich ist infolge der zwei letztgenannten Aspekte häufig ein Nachweis der Systemsicherheit unter Beachtung von Ausfallbetrachtungen und Resttragfähigkeit erforderlich (**Abb. 1 und Abb. 2**) [4, 5, 8].

Aus den Planunterlagen muß das statische System hervorgehen. Der Einfluß von Maßtoleranzen und Lagerungsbedingungen auch der Unterkonstruktionen ist genau zu untersuchen. Zwängungen, z.B. infolge von Temperaturlasten, sollten prinzipiell durch konstruktive Maßnahmen minimiert bzw. ausgeschlossen werden oder müssen bei der Berechnung genau erfaßt werden.



Abb. 1: Resttragfähigkeitsversuch an punktgelagertem VSG aus ESG



Abb. 2: Resttragfähigkeitsversuch an punktgelagertem VSG aus TVG

Bei der Berechnung von Glaskonstruktionen ist darauf zu achten, daß das gewählte Rechenmodell die Auflagerbedingungen realitätsnah wiedergibt. Dies ist bei punktförmig gelagerten Glasscheiben von großer Bedeutung, da die maximalen Spannungen i.d.R. am Lagerpunkt auftreten und ihre Größe u.a. von der Größe des Auflagertellers, dem Durchmesser der Glasbohrung und der Steifigkeit des Zwischenmaterials (Shore-Härte) abhängig sind. Eine genaue Kenntnis der Eigenschaften des Haltesystems ist deshalb wichtig [30]. Bei FE-Berechnungen ist das Netz im Bohrungsbereich zu verfeinern und so zu wählen, daß auch Effekte der Auflagerung erfaßt werden. Die Wahl der Finiten Elemente (Schalenelemente, Volumenelemente) kann zu unterschiedlichen Spannungen führen. Die Beurteilung der Ergebnisse sollte daher konservativ erfolgen. Ferner ist in vielen Fällen auch der Einfluß aus Theorie II./ III. Ordnung (Druck und Membranwirkung) zu erfassen.

3.3 Besonderheiten einzelner Glasarten

3.3.1 Allgemeines

Zu allgemeinen Grundlagen und Materialeigenschaften von Glas wird auf die Fachliteratur ver-

wiesen, z.B. [9, 10, 13 bis 19]. Im folgenden wird ausschließlich auf jene Eigenschaften eingegangen, die bei Bemessung und konstruktiver Durchbildung der Glaskonstruktion sowie bei der Überwachung besonders zu berücksichtigen sind.

3.3.2 Verbundsicherheitsglas (VSG), Verbundglas (VG)

Verbundgläser bestehen aus mindestens zwei Scheiben (z.B. Floatglas, ESG, TVG). Die Verbundwirkung wird bei VSG durch Poly-Vinyl-Butyral-(PVB)-Folien, bei VG i.d.R. durch Gießharze erzielt. Es können abhängig vom Anwendungsbereich alle Glasarten und auch Kombinationen unterschiedlicher Glasarten für VSG/ VG verwendet werden. In den *Technischen Regeln* [1, 2] ist bisher nur VSG zugelassen. Entscheidend ist daher neben der Angabe VSG bzw. VG (Folie oder Harz) auch die Glasart mit den Glasdicken der Einzelscheiben (z.B. VSG aus 2 × Floatglas mit 0,76 mm PVB-Folie). Da die Materialeigenschaften und die Verbundwirkung von Folien und Harzen in starkem Maße von der Temperatur und Belastungsdauer abhängen, kann lediglich bei Kurzzeitlasten (Wind, Stoßlasten) von einem Verbund ausgegangen werden. Nach den derzeit in Anwendung befindlichen Technischen Regeln [1, 2] darf eine Verbundwirkung bei der „üblichen“ Bemessung **nicht** angesetzt werden, muß aber bei der Berücksichtigung von veränderlichen Einwirkungen bei Klimlasten ggfs. berücksichtigt werden.

3.3.3 Einscheiben-Sicherheitsglas (ESG)

Der thermische Vorspannprozeß, mit dem nahezu alle ESG-Scheiben für das Bauwesen hergestellt werden, ruft im Glas einen Spannungszustand mit Druckspannungen an den Oberflächen und Zugspannungen im Scheibeninneren hervor, die im Gleichgewicht stehen (Eigenspannungszustand). Oberflächendefekte auf den Oberflächen, die die Biegefestigkeit aufgrund der höheren Kerbempfindlichkeit maßgeblich beeinflussen, werden so überdrückt. Die Streuung der Festigkeit ist geringer als bei Floatglas. Auch die Stoßfestigkeit der Oberflächen von ESG ist höher als die von Floatglas.

Ein nachträgliches Bearbeiten von ESG (Bohrungen, Ausschnitte, Nachschleifen der Kanten) ist nicht zulässig, die lokalen Änderungen des Eigenspannungszustands führen leicht zum Bruch (**Abb. 3**).

Darüber hinaus ist zu berücksichtigen, daß der thermische Vorspannprozeß auch zu Längenänderungen im Glas führt, die u.U. Maßtoleranzen verursachen können. Ein spezieller Gesichtspunkt von ESG ist der sog. Spontanbruch infolge Nickel-Sulfid-Ein-

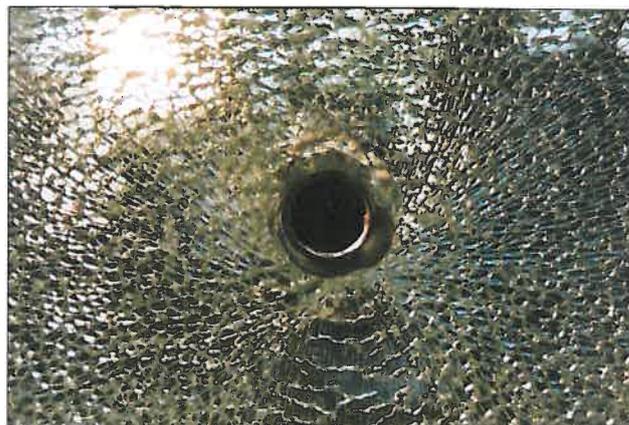


Abb. 3: Bruchbild von ESG mit Bruchausgang am unteren Bohrungsrand (Bohrung: Durchmesser 40 mm)

schlusses [24, 25]. Ein Anwachsen der aufgrund von Verunreinigungen im Glas vorhandenen Nickel-Sulfid-Kristalle in der Zugzone des ESG stört den Eigenspannungszustand und führt ohne äußere Lasteinwirkung und ohne Vorankündigung zum Bruch. Die Wahrscheinlichkeit hierfür wird aufgrund von statistischen Betrachtungen auf ca. 10^{-4} pro Jahr abgeschätzt [28]. Durch den Heißlagerungstest nach DIN 18516 Teil 4 kann die Wahrscheinlichkeit vermutlich um ca. eine Zehnerpotenz verringert werden, da bei diesem Test durch Erwärmung eine Beschleunigung des Vorganges und damit ein vorzeitiger Bruch noch im Werk erzwungen wird. Der Heißlagerungstest sollte an allen ESG-Scheiben durchgeführt werden, die statisch oder sicherheitstechnisch relevant sind.

Bei der Verwendung von bedrucktem oder beschichtetem vorgespanntem Glas ist die Reduzierung der Biegefestigkeit auf der bedruckten/beschichteten Seite zu beachten.

3.3.4 Teilvorgespanntes Glas (TVG)

Teilvorgespanntes Glas wird in dem gleichen Herstellprozeß wie ESG hergestellt, jedoch langsamer abgekühlt, und unterscheidet sich so durch das geringere Maß der eingepprägten Vorspannung. TVG hat folglich eine geringere Biegefestigkeit als ESG, das Bruchbild der Scheiben ähnelt eher dem des Floatglases. TVG ist in Deutschland noch kein genormter Baustoff, es existiert jedoch eine europäische Vornorm [prEN 1863]. TVG hat gegenüber ESG Vorteile, insbesondere bei der Verwendung in VSG, da so eine höhere Resttragfähigkeit erbracht werden kann.

3.3.5 Isolierglas

Wegen des dampfdicht abgeschlossenen Scheibenzwischenraumes entsteht bei Isolierglaseinheiten

ein Koppelleffekt zwischen den Scheiben, wobei sich beide Scheiben der Isolierverglasung am Lastabtrag beteiligen [22, 26]. Verformt sich die äußere Scheibe, entsteht eine Volumenänderung im Scheibenzwischenraum. Diese Volumenänderung führt zu einer Druckveränderung, die auch die innen liegende Scheibe beeinflusst. Derartige Konstruktionen weisen auch Beanspruchungen aus klimatischen Einwirkungen (Druckdifferenzen) auf [21], die bei der Berechnung berücksichtigt werden müssen und besonders bei Scheiben mit geringer Kantenlänge zur maßgebenden Beanspruchung werden können. Für Standardfälle ist ein Rechenmodell zur Bestimmung der Belastungen aus klimatischen Einflüssen in den Technischen Regeln enthalten [1, 2].

3.4 Verbindungen

Aufgrund der spröden Werkstoffeigenschaften ist Glas nicht in der Lage, Spannungsspitzen durch Plastizieren abzubauen bzw. umzulagern. Der Ausbildung von Verbindungen ist daher besondere Aufmerksamkeit zu schenken [23]. Generell sollte der direkte Kontakt von Glas mit Materialien vermieden werden, deren E-Modul (E-Modul von Glas ca. 70.000 N/mm²) bzw. Oberflächenhärte (*Mohs-Härte* von Glas ca. 5,3) höher als die entsprechenden Kennwerte des Glases sind. Üblich sind Zwischenlagen aus Kunststoffen (Silikon, EPDM, PA6, etc.) oder Weichaluminium. Bei der Wahl dieser Materialien ist auf deren Beständigkeit (UV-Strahlung, Wasser, Reinigungsmittel) und das Dauerstandsverhalten (Kriecheffekte) zu achten.

Bei der Ausbildung einer Verbindung, beispielsweise eines Punktlagers, sind Maßtoleranzen der Glasscheibe unbedingt zu berücksichtigen. Punkthalter sollten in der Lage sein, nicht nur Lasten senkrecht zur Scheibenebene aufzunehmen, sondern auch durch geeignete Anordnung von Fest- und Loslagern eine zwängungsarme Lagerung der Scheibe zu gewährleisten. Die Lage eines dafür vorgesehenen Gelenkes im Halter muß berücksichtigt werden (exzentrische Lasteinleitung). Die Beweglichkeit des Gelenkes muß auch unter Last abgesichert sein.

Da die Einzelscheiben bei Verbundsicherheitsglas (VSG) im Bereich von Bohrungen meist einen erheblichen Versatz aufweisen, müssen Ausgleichsmöglichkeiten der Befestigung vorgesehen werden. Bei einem Ansatz der Lochleibungsspannung im Bohrungsbereich müssen Steifigkeitswerte für das vorhandene Zwischenmaterial in der Berechnung nachgewiesen werden. Sofern die Steifigkeitswerte aus Versuchen gewonnen werden, ist insbesondere die Übertragungsmöglichkeit (Querkontraktion) kritisch zu analysieren. Bei VSG sollte nur eine Scheibe

des VSG-Verbundes bei der Berechnung angesetzt werden.

Bei Structural-Glazing-Klebefugen ist zu beachten, daß nur wenige zugelassene Silikonklebstoffe existieren, die nur in Verbindung mit bestimmten Aluminium- und Glasoberflächen gelten. Für abweichende Oberflächen (z.B. bedrucktes, emailliertes Glas, beschichtetes Aluminium) sind in der Regel zusätzliche Nachweise erforderlich [29]. Über 8 m Gebäudehöhe sind für Structural-Glazing-Fassaden immer zusätzliche mechanische Halterungen vorzusehen. Statische Berechnungen der Gläser müssen dabei eine mögliche Änderung des statischen Systems (z.B. bei punktförmiger mechanischer Halterung) berücksichtigen.

4 Überwachung der Ausführung

Eine Überwachung der Ausführung sollte die in den vorangegangenen Kapiteln genannten Konstruktionshinweise und die Überprüfung der ordnungsgemäßen Kennzeichnung der Glasarten beinhalten. Dabei ist auf folgende Punkte zu achten:

- Einhaltung der Auflagen aus Prüfbericht, Zustimmung im Einzelfall oder Zulassung
- Vorlage der Herstellerbescheinigungen
Glasart und -stärke, Zwischenmaterialien, Abmessungen und Kantenbearbeitung müssen aus den Unterlagen hervorgehen. Für durchgeführte Heißlagerungstests müssen bei ESG Unterlagen vorliegen. Die Heißlagerung soll nach DIN 18516 Teil 4 erfolgen
- Eindeutige Kennzeichnung von ESG
ESG muß durch einen keramischen Stempel (z.B. ESG nach DIN 1249 T12) gekennzeichnet sein.
- Kantenverletzungen, Ausmuschelungen
Kantenverletzungen und Ausmuschelungen sollten generell eine Tiefe von ca. 10% der Scheibendicke nicht überschreiten. Sie sind nicht zulässig in Bohrungsbereichen und Bereichen von freien Rändern.
- Zwängungsarme Lagerung und sachgemäßer Einbau der Glasscheiben
Bei VSG aus vorgespannten bedruckten Gläsern ist zusätzlich darauf zu achten, daß die Scheiben seitenrichtig eingebaut werden, da die Biegefestigkeit des Glases für den Fall der bedruckten Seite in der Zugzone geringer ist.

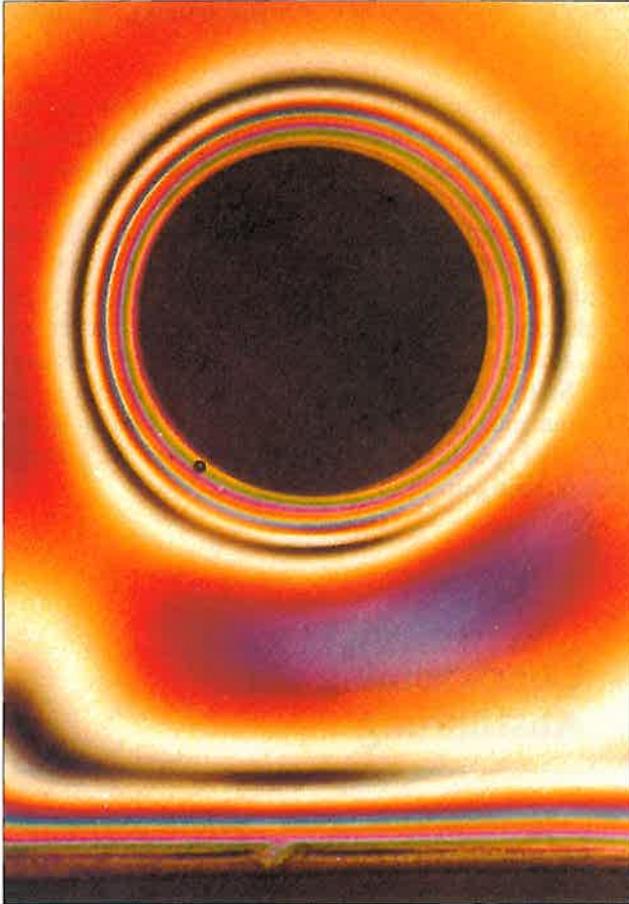


Abb. 4: Farberscheinungen

(Bild: RWTH Aachen)

- **Einhaltung zulässiger Maßtoleranzen**
Hier können beispielsweise Angaben der DIN 1249 verwendet werden. Bei gebohrten Verbundgläsern für die Ausbildung von Verbindungen müssen Maßtoleranzen eingehalten werden, die den Lochversatz im Bohrungsbereich auf wenige Millimeter begrenzen.
- **Dauerhaftigkeit von Verbindungen**
- **Überprüfung der Vorspannung (Existenz/ Höhe)**
Die Überprüfung der Existenz einer Vorspannung kann bei vorgespannten Scheiben (ESG, TVG) mit Hilfe zweier Polfilter auch auf der Baustelle zerstörungsfrei erfolgen. Dazu muß jeweils ein Polfilter vor und hinter die Scheibe gehalten werden. Im Kanten- und Bohrungsbereich treten aufgrund des Prinzips der Doppelbrechung Farberscheinungen auf, die das Vorhandensein einer eingepprägten Vorspannung anzeigen (Abb. 4). Die Höhe der Vorspannung kann durch entsprechende Meßgeräte bestimmt werden [27].

5 Zusammenstellung wesentlicher Regelwerke für Glaskonstruktionen

Konstruktion	Behandlung
1. Fassaden	
Linienförmig gelagerte Vertikalverglasungen	TRV [2] (wird überarbeitet)
Hinterlüftete Glasfassaden (auch in der Fuge punktgelagerte Fassaden)	DIN 18516 Teil 4
Structural-Glazing-Fassaden, Andere punktförmig gelagerte Fassaden	Zulassungen bzw. Zustimmung im Einzelfall

Konstruktion	Behandlung
2. Überkopfverglasungen	
Linienförmig gelagerte Überkopfverglasungen	TRÜ [1] (wird überarbeitet)
Alle anderen Überkopfverglasungen	Zulassungen bzw. Zustimmung im Einzelfall

Konstruktion	Behandlung
3. Absturzsichernde Verglasungen	Zustimmung im Einzelfall unter Beachtung der <i>Bauaufsichtlichen Anforderungen an absturzsichernde Verglasungen</i> [7] (wird überarbeitet)

Anmerkung: Die *Technischen Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Überkopfferglasungen* sowie die *Technischen Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Vertikalverglasungen* werden derzeit überarbeitet. Es ist mit zahlreichen Änderungen, insbesondere im Hinblick auf die Klimaeinwirkungen zu rechnen. Zusätzlich wird vom Sachverständigenausschuß *Glas im Bauwesen* des Deutschen Instituts für Bautechnik eine Technische Regel für absturzsichernde Verglasungen erarbeitet.

Konstruktion	Behandlung
4. Begehbare Glas	Zulassungen bzw. Zustimmung im Einzelfall

Konstruktion	Behandlung
5. Andere tragende Glaselemente	
Glasbalken, -stützen	Zulassungen bzw. Zustimmung im Einzelfall
Scheibenbeanspruchte Glaselemente	Zulassungen bzw. Zustimmung im Einzelfall
Glaskonstruktionen mit TVG (Glasart ist nicht in Bauregelliste A Teil 1 enthalten)	Zulassungen bzw. Zustimmung im Einzelfall

6 Literatur

- [1] TRÜ Technische Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Überkopfferglasungen (09.96). Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik Nr.5/96 S 223 ff
- [2] TRV Technische Regeln für die Verwendung von linienförmig gelagerten Vertikalverglasungen (Entwurfassung 05.97), Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik Nr.4/97 S 90 ff
- [3] Landesgewerbeamt Baden-Württemberg, Landesstelle für Bautechnik (1998) Allgemeines Merkblatt zur Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall (Fassung 20.02.1998), Stuttgart
- [4] Landesgewerbeamt Baden-Württemberg, Landesstelle für Bautechnik (1998) Zusammenfassung der wesentlichen Anforderungen an zustimmungspflichtige Überkopfferglasungen (Fassung 20.02.1998), Stuttgart
- [5] Landesgewerbeamt Baden-Württemberg, Landesstelle für Bautechnik (1998) Zusammenfassung der wesentlichen Anforderungen an begehbare Verglasungen im Rahmen einer Zustimmung im Einzelfall (Fassung 20.02.1998), Stuttgart
- [6] Landesgewerbeamt Baden-Württemberg, Landesstelle für Bautechnik (1998) Zusammenfassung der wesentlichen Anforderungen an zustimmungspflichtige Vertikalverglasungen (Fassung 20.02.1998), Stuttgart
- [7] Landesgewerbeamt Baden-Württemberg, Landesstelle für Bautechnik (1998) Zusammenfassung der wesentlichen Anforderungen an absturzsichernde Verglasungen im Rahmen von Zustimmungen im Einzelfall (Fassung 20.02.1998), Stuttgart
- [8] Shen X., Pfeiffer R., Schneider J. (1997) Sicherheit und Resttragfähigkeit von Überkopfferglasungen und begehbarem Glas. In: Institut für Statik (Hrsg) Bericht Nr. 12 (Jahresbericht 1997), Technische Universität Darmstadt, S 119-130
- [9] Klimke, H. (Hrsg) (1998) Stahlbau-Themenheft Bauen mit Stahl und Glas. Stahlbau 67 Nr. 4.
- [10] Freunde des Instituts für Massivbau der TH Darmstadt (1993) Konstruieren mit Glas. Darmstädter Massivbau-Seminar Band 9, Technische Hochschule Darmstadt
- [11] Mais R. (1998) Verwendung von Glas am Bau – Gesetzliche Anforderungen. Detail Nr. 3(1998), S. 401-404
- [12] Charlier H. (1997) Bauaufsichtliche Anforderungen an Glaskonstruktionen. Der Prüferingenieur Nr.11(1997), S. 44-54 bzw. Deutsches Ingenieurblatt (1998), H. 5, S. 16-23 (Teil 1) und H.6, S.22-28 (Teil 2)
- [13] VEGLA Vereinigte Glaswerke GmbH, Balkow D (1997) Technisches Handbuch Glas am Bau. mkt gmbh, Alsdorf
- [14] Wörner J.-D., Shen X., Pfeiffer R., Schneider J. (1998) Konstruktiver Glasbau. Bautechnik 75 Nr. 5
- [15] Kühne K. (1984) Werkstoff Glas. Akademie-Verlag, Berlin
- [16] Petzold A., Marusch H., Schramm B. (1990) Der Baustoff Glas. (3.Aufl) Verlag für Bauwesen, Karl Hofmann, Berlin und Schondorf
- [17] Flachglas AG (1997) Das Glas-Handbuch. Eigenverlag, Gelsenkirchen

- [18] Pfaender H. G. Schott-Glaslexikon. (5.Aufl) mgv-Verlag, Landsberg a.L.
- [19] Scholze H. (1988) Glas-Natur, Struktur und Eigenschaften. Springer, Berlin Heidelberg New York
- [20] Bau-Überwachungsverein (BÜV) e.V. (1998) Richtlinie für den Einsatz von Glas als Konstruktionswerkstoff. Entwurf 01.98, Hamburg
- [21] Feldmeier F. (1996) Zur Berücksichtigung der Klimabelastung bei der Bemessung von Isolierglas bei Überkopfverglasung. Stahlbau 65 Nr.8
- [22] Feldmeier F. (1997) Die Statik von Isolierglas. In: Otti Technologie-Kolleg (Hrsg) Glas im Bauwesen. Eigenverlag, Regensburg, S 1-15
- [23] Techen H. (1997) Fügetechnik für den konstruktiven Glasbau. Dissertation, Bericht Nr.11, Institut für Statik, Technische Universität Darmstadt
- [24] Wagner R. (1977) Nickelsulfid-Einschlüsse in Glas. Glas-technische Berichte, Nr.11, S 296 ff
- [25] Popoola O. O., Cooper J. J., Kriven W. M. (1993) Microstructural Investigation of Fracture-Initiating Nickel Sulfide Inclusions in Glass. Ceram. Eng. Sci. Proc. 14 [3-4], pp 284-294
- [26] Wörner J.-D., Shen X., Sagmeister B. (1993) Determination of Load Sharing in Insulating Glass Units. Journal of Engineering Mechanics vol 19(2), ASCE (Amer. Soc. of Civil Eng.), pp 386-392
- [27] Wörner J.-D., Schneider J., Fink A. (1998) Meßmethoden des konstruktiven Glasbaus. Reihe Thema Forschung, Heft 1/98, Technische Universität Darmstadt, S 40ff
- [28] Wörner J.-D., Hosemann H.-J., Schneider J.: Berücksichtigung des Spontanbruchs bei der Verwendung von thermisch vorgespanntem Glas im Bauwesen. in Vorbereitung
- [29] EOTA-Richtlinie: Guideline for European Technical Approval for Structural Sealant Glazing Systems (SSGS), 10.1997
- [30] Landesgewerbeamt Baden-Württemberg, Landesstelle für Bautechnik (1998) Mindestanforderungen an Verwendbarkeitsnachweise punktförmig gestützter Glaskonstruktionen, Rev. 0.9a, Stuttgart

7 Normen

- DIN (1981) Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Beuth, Berlin
- DIN-Taschenbuch 99 (1997) Verglasungsarbeiten. (5. Aufl) Beuth, Berlin
- DIN 1055 Lastannahmen für Bauten
- DIN 1249-10 Flachglas im Bauwesen - Chemische und physikalische Eigenschaften, 08.90
- DIN 1249-11 Flachglas im Bauwesen - Glaskanten, 09.1986
- DIN 1249-12 Flachglas im Bauwesen - Einscheiben-Sicherheitsglas, 09.1990
- DIN 1259-1 Glas - Begriffe für Glasarten und Glasgruppen, 09.1986
- DIN 1259-2 Glas - Begriffe für Glaserzeugnisse, 09.1986
- DIN 1286-1 Mehrscheiben-Isolierglas, luftgefüllt, 04.1994
- DIN 1286-2 Mehrscheiben-Isolierglas, gasgefüllt, 04.1994
- DIN 4242 Glasbaustein-Wände, 01.1979
- DIN 4243 Betongläser, 03.1978
- DIN-V 11535 Gewächshäuser, 06.1994
- DIN 18032-3 Sporthallen, Prüfung der Ballwurfsicherheit, 09.1979
- DIN 18174 Schaumglas als Dämmstoff für das Bauwesen, 01.1981
- DIN 18175 Glasbausteine, 05.1977
- DIN 18516-4 Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Einscheiben-Sicherheitsglas, 02.1990
- DIN 32622 Aquarien, 10.1996
- DIN 52290-4 Angriffshemmende Verglasungen, Prüfung auf durchwurfschließende Eigenschaft, 11.1988
- DIN 52292-1 Prüfung von Glas und Glaskeramik, Bestimmung der Biegefestigkeit, Doppelring-Biegeversuch, 04.1984
- DIN 52299 Bestimmung der Oberflächendruckspannung von thermisch vorgespanntem Glas, (Entwurf), 07.1993
- DIN 52303-1 Flachglas - Bestimmung der Biegefestigkeit, Prüfung bei zweiseitiger Auflagerung, 08.1984
- DIN 52303-2 Profilbauglas - Bestimmung der Biegefestigkeit, Prüfung bei zweiseitiger Auflagerung, 03.1983
- DIN 52317-1 bis -6 Verbundglas und Verbund-Sicherheitsglas, (Entwurf), 01.1995
- DIN 52338 Kugelfallversuch für Verbundglas, 09.1985
- DIN 52349 Bruchstruktur von Glas für bauliche Anlagen, 08.1977
- DIN 52460 Fugen- und Glasabdichtungen, 05.1991
- DIN-ENV-1991 Eurocode 1 - Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, 1995
- DIN EN 356 Prüfverfahren und Klasseneinteilung für angriffshemmende Verglasungen für das Bauwesen, 01.1991
- DIN EN 572-1 Basiserzeugnisse aus Kalk-Natronglas, Definitionen und allgemeine physikalische und mechanische Eigenschaften, 01.1995
- DIN EN 572-2 Basiserzeugnisse aus Kalk-Natronglas - Floatglas, 01.1995
- DIN EN 572-3 Basiserzeugnisse aus Kalk-Natronglas - Poliertes Drahtglas, 01.1995
- DIN EN 572-7 Basiserzeugnisse aus Kalk-Natronglas - Profilbauglas mit oder ohne Drahteinlage, 11.1994
- DIN EN 12488 Glas am Bau- Verglasungsrichtlinien - Verglasungssysteme und Anforderungen für die Verglasung, 10.1996
- E DIN EN 12600 Pendelschlagversuch, 12.1996
- ISO 868 Plastics and Ebonite - Determination of Indentation, Hardness by means of a Durameter (Shore-Hardness)
- prEN 1096-1 Beschichtetes Glas für das Bauwesen, 08.1993
- prEN 1279 Mehrscheiben-Isolierglas, 08.1996
- prEN 1288-3 Glas - Bestimmung der Biegefestigkeit
- prEN 1863 Teilvorgespanntes Glas, 04.1997
- prEN 12150 Thermisch vorgespanntes Sicherheitsglas, 04.1997
- prEN 12337 Chemisch vorgespanntes Glas, 04.1997
- prEN ISO 12543 Verbundglas und Verbund-Sicherheitsglas, 07.1996

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik e.V.
Dr.-Ing. Günter Timm, Jungfernstieg 49, 20354 Hamburg
ISSN 1430-9084

Redaktion:

Klaus Werwath, Lahring 36, 53639 Ittenbach

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. habil. Dieter Füg, Groß Gaglow

Bremen:

Dipl.-Ing. Horst Bellmer, Bremen

Hamburg:

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann, Hamburg

Hessen:

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

Mecklenburg-Vorpommern:

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

Niedersachsen:

Dr.-Ing. Günter Griebenow, Braunschweig

Nordrhein-Westfalen:

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

Rheinland-Pfalz:

Dr.-Ing. Hubert Verheyen, Bad Kreuznach

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. Uwe Schmiedel, Pinneberg

Thüringen:

Dr.-Ing. Helmut Löwe, Gotha

BVPI:

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer

Druck:

Vogel-Druck, Würzburg

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 Baustatik 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.

Vorschau auf die nächsten Ausgaben

In den nächsten Heften erscheinen
voraussichtlich folgende Beiträge:

Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel, Pinneberg:
Probleme bei der Prüfung und Abnahme von Traggerüsten
aus der Sicht des Prüfenieurs

Dipl.-Ing. Thomas Weise, Dortmund:
Probleme bei der Prüfung und Abnahme von Traggerüsten
aus der Sicht einer ausführenden Firma

Prof. Dipl.-Ing. Josef Hegger, Aachen:
Durchstanzen – Versuche und Messung

Prof. Dr.-Ing. Walter Mann, Darmstadt:
Mauerwerk in Europa – Anmerkungen eines Engagierten

Dr.-Ing. Ernst Buchholz, Karlsruhe:
Prüfung bautechnischer Pläne von
Dacheindeckungen aus Sandwichbauteilen

