



Zeitschrift der Bundesvereinigung
der Prüferingenieure für Baustatik

Der Prüferingenieur

4

April 1994

Seite 3

Die Verantwortung des Prüferingenieurs

Seite 14

Die Neufassung der Wärmeschutz-VO
wird die Gestaltungsfreiheit stärken

Seite 23

Ankündigungsverhalten bei teilweise
Verlust des inneren Widerstandes

Seite 37

Der Nachweis des Brandschutzes
unter europäischen Aspekten

Seite 46

Die „normale“ Statik ist nur ein Sonderfall
der zeitabhängigen Belastung

Editorial

Dr.-Ing. Günter Timm
Die Verantwortung des Prüfeningenieurs **3**

Nachrichten

Die Baufsicht darf sich nicht
aus ihrer Verantwortung stehlen **4**

Hans Reissmann: Sein Vorbild wird weit
über 2000 hinaus lebendig bleiben **5**

In Hessen wird das Vier-Augen-Prinzip
nicht aufgegeben **6**

Nordrhein-Westfalen:
Staats-Entlastung durch mehr Liberalisierung **8**

Sachsen: Erstes Pflichtseminar
für Prüfeningenieure **9**

Weiterbildung im Rahmen eines
Brandenburgischen Ingenieurtages **10**

Bayerns Kammerpräsident plädiert für
die Beibehaltung des Vier-Augen-Prinzips **11**

Wegfall der unabhängigen Prüfung
führt zu extremen Gefährdungspotentialen **12**

Energieeinsparung

Prof. Dr.-Ing. Herbert Ehm, Bonn
Die Neufassung der Wärmeschutz-VO wird die Gestaltungsfreiheit stärken **14**

Spannbeton

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. e.h. Gert König, Darmstadt
Ankündigungsverhalten bei teilweisem Verlust des inneren Widerstandes **23**

Tragsicherheit

Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hosser, Braunschweig
Der Nachweis des Brandschutzes unter europäischen Aspekten **37**

Dynamik

Dr.-Ing. Helmut Kramer, Hamburg/Berlin
Die „normale“ Statik ist nur ein Sonderfall der zeitabhängigen Belastung **46**

Impressum **56**

Vorschau auf die nächsten Ausgaben

In den folgenden Heften
erscheinen voraussichtlich:

Prof. Dr.-Ing. Walther Mann, Darmstadt:
Altes Mauerwerk – modernes Bauen
Probleme und Erfahrungen aus der Sicht des Ingenieurs

Prof. Dr.-Ing. György Ivanyi, Essen:
Verstärkung von Zuggurten

Prof. Dr.-Ing. J.-D. Wörner, Darmstadt:
Konstruieren mit Glas

Ltd. MinRat Dipl.-Ing. Dieter Eschenfelder, Düsseldorf:
Privat oder staatlich – die bautechnische Prüfung im Wandel

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Namysloh, Dresden:
Bauschäden infolge bauphysikalischer Einflüsse

Prof. Dr.-Ing. Josef Eibl, Karlsruhe:
Explosionsschutz bei staubförmigen Gütern

Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Darmstadt:
Sicherung tiefer Baugruben im innerstädtischen Bereich

Prof. Dr.-Ing. Fritz Wenzel, Karlsruhe:
Frauenkirche Dresden – Entwurf, Konstruktion, Zerstörung,
Wiederaufbau

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Ehlbeck, Karlsruhe:
Ingenieurholzbau – Entwicklung und europäische Normung

Die Verantwortung des Prüfindgenieurs

Die rechtliche Grundlage seiner Tätigkeit als „Prüfindgenieur für Baustatik“ ist auf den Preußischen Minister für Volkswohlfahrt durch den Erlaß von 3. 12. 1926 zurückzuführen. Erst 1942 wurde daraus eine reichseinheitliche Regelung, die inhaltsgleich von den Bundesländern übernommen wurde.

Diese Zusammenhänge stellt Rothgang in einer Veröffentlichung für die Länder Bayern und Sachsen sehr anschaulich dar.

Grundsätzlich ist in bezug auf die Verantwortung und auf die Haftung zwischen der Tätigkeit als Prüfindgenieur bei genehmigungspflichtigen und als Sachverständiger bei zustimmungspflichtigen Bauvorhaben zu unterscheiden.

Genehmigungspflichtige Bauvorhaben sind in der Musterbauordnung (MBO) definiert. Entsprechend § 81 MBO haben die Länder die Prüfaufgaben und die im Rahmen des bauaufsichtlichen Verfahrens auf Sachverständige zu übertragenden Aufgaben festgelegt.

Anläßlich einer Arbeitstagung der Prüfindgenieure weist Böckenförde darauf hin, daß in diesem Zusammenhang der Begriff „Sachverständiger“ irreführend ist. Der Prüfindgenieur nimmt eine hoheitliche Aufgabe wahr und ist damit nicht für, sondern anstelle der Bauaufsichtsbehörde tätig. Er ist in seiner Funktion beliehener Unternehmer. Da es sich hierbei um eine hoheitliche Tätigkeit handelt, gelten die Grundsätze der Beamtenhaftung.

Im zustimmungspflichtigen Bauvorhaben gelten andere Rechtsbeziehungen. In diesen Geltungsbereich fallen Bauvorhaben des Bundes, der Länder und der kommunalen Gebietskörperschaften. Für die Einhaltung der materiellen öffentlich-rechtlichen Vorschriften ist der Bauherr selbst verantwortlich. Die Prüfung könnte im eigenen Hause durchgeführt werden.

Zur Entlastung der Verwaltung und zur Vermeidung entsprechender personeller Besetzung wird die statisch-konstruktive Prüfung seit Jahrzehnten extern durchgeführt. Interne Rechtsvorschriften verlangen, daß der Beauftragte umfangreiche statische Kenntnisse, ausreichende Erfahrungen bei der Erstellung schwieriger statischer Berechnungen und Bauleitertätigkeit nachweisen muß. Außerdem hat er seine Tätigkeit unabhängig und eigenverantwortlich auszuführen.

All diese Voraussetzungen erfüllt der Prüfindgenieur für Baustatik und kann damit ohne weiteren Nachweis beauftragt werden.

In diesem Vertragsverhältnis ist der Prüfindgenieur als Sachverständiger tätig und haftet nicht mehr nur allein beamtenrechtlich. Eine Ausnahme bilden Bayerns Straßenverwaltungen, die auch für die Prüftätigkeit die gleichen Anforderungen stellen wie bei den genehmigungspflichtigen Bauvorhaben.

Beide Tätigkeitsbereiche, ob genehmigungspflichtig oder nicht genehmigungspflichtig, unterscheiden sich nicht in der Leistung des Prüfindgenieurs, sondern allein in der Haftung. Der Prüfindgenieur trägt die Verantwortung, daß das Bauvorhaben entsprechend den anerkannten Regeln der Technik und den bauaufsichtlichen Vorschriften ausgeführt worden ist. Er hat die Vollständigkeit und Richtigkeit gewissenhaft und unabhängig zu prüfen.

Kann er Teile des Bauvorhabens fachlich nicht vollständig beurteilen, so sind Sachverständige hinzuzuziehen. Dies ist zum Beispiel üblich bei schwierigen Gründungsbeurteilungen, die häufig in Form von Baugrundgutachten vorgelegt werden. Sollte die Fachkenntnis des Prüfindgenieurs zur Beurteilung des Gutachtens nicht ausreichen, kann er sich eines weiteren Baugrundsachverständigen bedienen. Verantwortlich für die Gesamtbeurteilung bleibt der Prüfindgenieur, denn ihm obliegt die Beurteilung, ob das Zusammenwirken von Baugrund und Bauwerk die Standsicherheit des Bauvorhabens erfüllt.

In Zukunft wird die Gebrauchstauglichkeit größere Bedeutung gewinnen. Bei der Bemessung nach dem Eurocode wird zum Beispiel im EC 2 häufig der Nachweis der Rissebeschränkung bzw. der Durchbiegung für die Wahl der Bauteilabmessung und Bewehrung maßgebend. Hier muß die Verantwortung des Prüfindgenieurs neu definiert werden. Seine bis heute noch gültige Aufgabe der Gefahrenabwehr beinhaltete die Prüfung der Standsicherheit in Planung und Ausführung sowie die Einhaltung der technischen Regeln des Brand-, Schall- und Wärmeschutzes.

Dr.-Ing. Günter Timm
Vorsitzender Bundesvereinigung
der Prüfindgenieure für Baustatik

Die Bauaufsicht darf sich nicht aus ihrer Verantwortung stehlen

Auch die Hausbesitzer wenden sich gegen weniger Sicherheit am Bau

Als „absolut unlogisch“ hat der Vorsitzende des Landesverbandes der Haus-, Wohnungs- und Grundeigentümer von Rheinland-Pfalz, Dr. Reinhard Hagmann, bei einer Podiumsdiskussion über die Novellierung der rheinland-pfälzischen Landesbauordnung in Mainz die Bemühungen vieler Landesregierungen bezeichnet, sich „langsam aber sicher aus der Verantwortung für die amtliche Bauprüfung und Bauaufsicht herauszustehlen“. Damit hat sich zum erstenmal ein verantwortlicher Vertreter auch der deutschen Immobilienbesitzer öffentlich und eindeutig gegen die in vielen Bundesländern geplante oder bereits vollzogene Streichung der unabhängigen Kontrolle und Prüfung am Bau gewandt.

Die Podiumsdiskussion in Mainz war von der dortigen Landesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik organisiert worden, um die Öffentlichkeit des Landes auf die Konsequenzen der geplanten Novellierung der Landesbauordnung aufmerksam zu machen, mit der auch in diesem Bundesland die Prüfung der Standsicherheit eingeschränkt werden soll.

„Mir ist eine Gänsehaut über den Rücken gejagt, als ich die Dokumentation über die Schäden an Bauwerken gesehen habe“. Mit diesen Worten bestätigte die Landtagsabgeordnete Erika Fritsche von der Fraktion der Grünen die Befürchtung des Vorsitzenden der Hausbesitzer, Hagmann, der den Slogan von der Polizei als des Bürgers Freund und Helfer gerade und vor allem auch auf die Sicherheitsfrage für das Bauen und Wohnen als besonders sinnvoll bezeichnete und dem „angst und bange“ wird bei dem Gedanken, daß künftig auf die amtliche Bauprüfung verzichtet werden solle.

Den Gänseschauer der Frau Fritsche - und offenbar nicht nur deren - hatte der Prüfengeur

Dipl.-Ing. Ulrich Bretschneider aus Mainz verursacht, als er – sozusagen als Einstimmung – aus dem tiefen Fundus seiner praktischen Erfahrung berichtend, neun gar nicht so eklatante, sondern eher alltägliche Schadensfälle beschrieb und mit eindrucksvollen Dias illustrierte. Bretschneider machte den anwesenden Politikern aller Landtagsfraktionen klar, daß „der Sicherheitslevel für die Standsicherheit unserer Gebäude in den letzten Jahrzehnten nicht gestiegen ist, sondern ständig fällt“. Bretschneiders Illustrationen und Bilder zeigten dies ganz deutlich, und so erschien jedem im Saal seine Konklusion als nur allzu berechtigt, die da lautete: „Solange Menschen tätig sind, werden Fehler gemacht. Deshalb ist es notwendig, eine unabhängige Prüfung nach dem bewährten Vier-Augen-Prinzip durchzuführen, um diese Fehler, die durch die Arbeit der Prüfengeure hätten verhindert werden können, weitestgehend auszuschalten.“

So und ähnlich, in der Tendenz aber immer eindeutig, hatten auch der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüfengeure in

Rheinland-Pfalz, Dipl.-Ing. Siegfried Zimmermann, in seiner Begrüßung und Einführung vor der Podiumsdiskussion, und der Presse-Beauftragte der Landesvereinigung, Dr.-Ing. Hubert Verheyen, gegenüber den Zeitungen und Rundfunksendern des Landes vor, während und nach der Podiumsdiskussion argumentiert. Verheyen hatte – mit professioneller Agentur-Hilfe – alle Register der Pressearbeit gezogen, um die Öffentlichkeit seines Landes auf das Anliegen der Prüfengeure, das eigentlich ihr, der Öffentlichkeit eigenes Anliegen sei. Denn, so hatte die Grüne Abgeordnete Fritsche sehr treffend auch gesagt, das vereinfachte Baugenehmigungsverfahren ohne bautechnische Prüfung ist „genauso gefährlich, als wenn man ein Mikadohäuschen aufbauen würde, aus dem bestimmte Leute dann ein Stäbchen herausziehen würden“. Fritsche hielt es, wie alle anderen politischen Diskutanten sinngemäß übrigens auch, „einfach für fahrlässig, wenn man in den Wohnungen nicht mehr sicher ist“. Die Vertreter aller Landtagsparteien waren sich unisono darin einig, daß an der Sicherheit nicht gespart werden dürfe und daß bei einem der langlebigen Wirtschaftsgüter der Menschen, den Häusern, die Sicherheit an erster Stelle stehen müsse. Ergo sprachen sie sich auch ebenso unisono dagegen aus, die unabhängige bautechnische Prüfung abzuschaffen – dies auch unter dem Aspekt der neuen EG-Normen, die dazu führen würden, daß das in den letzten Jahren bereits gesunkene Qualitätsniveau am Bau noch weiter fallen werde. Nur die unabhängige bautechnische Prüfung und Ausführungsüberwachung, so bilanzierte auch der Vorsitzende der Bundesvereinigung der Prüfengeure, Dr.-Ing. Günter Timm aus Hamburg die Diskussion, Sorge hier für den dringend erforderlichen Verbraucherschutz im Baubereich.

Sein Vorbild wird weit über das Jahr 2000 hinaus lebendig bleiben

In Niedersachsen wurde Hans Reissmann zum Ehrenvorsitzenden gewählt

In Niedersachsen ist eine Ära zu Ende gegangen: Dipl.-Ing. Hans Reissmann, der fast ein Vierteljahrhundert lang der Landesvereinigung der Prüflingenieur als Vorsitzender gedient hatte, stand bei den letzten Vorstandswahlen Anfang Februar auf eigenem Wunsch aus Altersgründen zur Wiederwahl nicht wieder auf der Kandidatenliste.

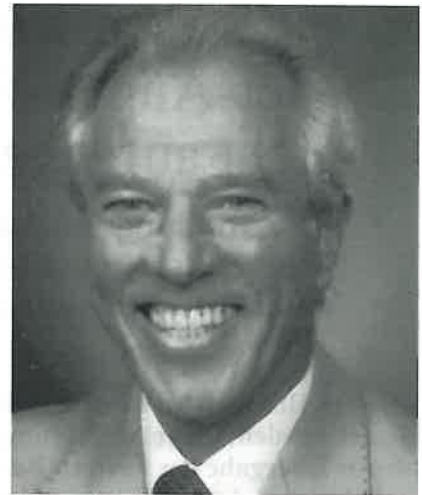
Damit hat Reissmann ein „von Verantwortungsbewußtsein und Pflichtgefühl wie auch von der Liebe zum Beruf getragenes berufspolitisches Lebenswerk“ erfüllt, mit dem er „zu einem bedeutenden Leitbild für die Geschichte der Vereinigung der Prüflingenieur und zugleich auch des Verbandes Beratender Ingenieure VBI“ geworden ist, wie der Präsident der Ingenieurkammer Niedersachsen und der Bundesingenieurkammer, Dr.-Ing. Werner Meihorst (Hannover), in seiner sehr persönlichen und ausdrucksvollen Laudatio sagte.

Denn Reissmann habe in vielen Jahren durch sein berufspolitisches Wirken und durch seine vielbeachteten Stellungnahmen entscheidend an der Entwicklung der niedersächsischen Baugewerkschaften und richtungweisend auch an der Bauprüfverordnung mitgewirkt. Auch die Regelung zu den sogenannten Elementplänen und den Werkstattzeichnungen sowie wichtige Regelungen über die Abgrenzung der einfachen und schwierigen Baumaßnahmen seien im wesentlichen auf Vorschläge und Anstöße von Reissmann zurückzuführen.

Als Vorsitzender sowohl des niedersächsischen VBI als auch der niedersächsischen Landesvereinigung der Prüflingenieur habe

Reissmann, so erinnerte Meihorst, die Funktion des Prüflingenieur für Baustatik im niedersächsischen Bauordnungsrecht fortentwickelt und darüber hinaus die Bauvorlageberechtigung der Bauingenieur im Lande Niedersachsen zur Wirksamkeit bringen können – dies aber stets auch mit dem notwendigen Blick auf das Gemeinwohl und auf das Interesse der öffentlichen Sicherheit und Ordnung.

Reissmanns Leistungen im berufspolitischen Feld, sind, wie Meihorst betonte, von seinen herausragenden Leistungen als Ingenieur ergänzt worden. Die Ingenieurplanungen der heutigen „Ingenieurgesellschaft grbv“ gäben überzeugende Beispiele für baukulturbewußtes Planen und Entwerfen der Ingenieure, insbesondere im Brückenbau.



Hans Reissmann: Nach fast einem Vierteljahrhundert beruflichen und berufspolitischen Wirkens wurde er zum Ehrenvorsitzen der niedersächsischen Landesvereinigung der Prüflingenieur gewählt

Dank, Anerkennung und Würdigung der beruflichen und berufspolitischen Verdienste Reissmanns, deren Vorbild, wie Meihorst zum Schluß ausrief, „weit über die Schwelle des Jahres 2000 hinaus lebendig bleiben“ werden, sind durch die Verleihung des Großen niedersächsischen Verdienstkreuzes und des Großen Bundesverdienstkreuzes von Staat und Gesellschaft auch öffentlich ausgedrückt worden.

Auch die Landesvereinigung der Prüflingenieur in Niedersachsen stattete ihren Dank ab: per Akklamation wurde Hans Reissmann zum Ehrenvorsitzenden gewählt.

Neuer Vorstand in Niedersachsen

Die Vorstandswahlen in Niedersachsen, zu denen Hans Reissmann nicht wieder zur Verfügung stand, brachten folgendes Ergebnis:

1. Vorsitzender wurde Dr.-Ing. Peter Martens (Braunschweig),

sein Stellvertreter ist Dr.-Ing. Günter Griebenow. Beide gehören dem Vorstand schon seit 1986 an. Zum dritten Vorstandsmitglied wurde Dipl.-Ing. Hans-Ulrich Kammeyer gewählt.

In Hessen wird das Vier-Augen-Prinzip nicht aufgegeben

7. Fortbildungsseminar in Darmstadt: Sicherheitsvakuum wird vermieden/ Vorbeugen ist besser als sanieren

In Hessen wird künftig nicht auf das Vier-Augen-Prinzip verzichtet werden, weil eine Prüfung aller Bauphasen von der Planung bis zur Übergabe des fertigen Bauwerks „unbedingt notwendig“ ist, wie Ministerialrat Dipl.-Ing. Erich Jasch vom hessischen Ministerium für Landesentwicklung und Wohnen zur Eröffnung eines Fortbildungsseminars über Tragwerksplanung sagte, das im Herbst vergangenen Jahres in Darmstadt stattfand.

Es war schon das siebente Fortbildungsseminar in der Reihe dieser schon traditionellen Veranstaltungen, die der verdienstvolle ehemalige Vorsitzende des hessischen Prüfeningenieure, Prof. Dr.-Ing. Alfred Krebs, seinerzeit ins Leben gerufen hatte. Und auch diese siebente Veranstaltung war wieder bestens besucht: namhafte Vertreter der Baubehörden waren der Einladung des hessischen Ministeriums für Landesentwicklung und Wohnen und der hessischen Vereinigung der Prüfeningenieure gefolgt, mindestens ebensoviele Inhaber und Angestellte von hessischen Ingenieurbüros und Baufirmen auch.

Seine Ansicht, nach der eine Prüfung aller Bauphasen des Bauprozesses einer Prüfung bedürfen, die nicht durch das Vorschreiben einer beruflichen Qualifikation ersetzt werden könne, stützte Ministerialrat Jasch auf die Erfahrung, daß mangelnde Qualifikation nur eine von vielen anderen entscheidenden Fehlerquellen darstelle. Aus diesem Grund, so kündigte Jasch an, werde in Zukunft auch nicht auf das Vier-Augen-Prinzip verzichtet; die Prüfeningenieure müssten sich aber auch mit dem Gedanken anfreun-

den, daß der Staat sich in Zukunft in immer größerem Umfang aus seinen bisherigen ordnungspolitischen Aufgaben zurückziehen werde und diese in den privaten Bereich verlagern werde – eine Ankündigung, die mittlerweile durch die Vollendung der Novellierung der Hessischen Landesbauordnung bestätigt worden ist, die am 1. Juli dieses Jahres in Kraft treten wird und mit der das private Betätigungsfeld des besonderen Sachverständigen (d.h. also: auch des Prüfeningenieurs) im Auftrag des Staates erweitert worden ist. Auf diese Weise, so Jasch, werde ein Sicherheits- und Qualitätsvakuum vermieden. Nach Ansicht eines Teils der hessischen Prüfeningenieure und der hessischen Bauverwaltung ist aber noch eine Reihe von Überlegungen darüber nötig, wie die Prüfpflicht des Prüfeningenieurs unter gleichzeitiger Wahrung seiner Unabhängigkeit auf eine ausreichende Rechtsbasis gestellt werden kann.

Jaschs empirisch begründete Einschätzung unterstützte der Griesheimer Beratende Ingenieur Dr.-Ing. Heinz Schwing aus der praktischen Erfahrung. Er zeigte seinen Kollegen im Saal zahlreiche Schadensfälle aus der Praxis auf und erläuterte ihre Ursachen.

Schwing führte eindringlich vor Augen, zu welchen verheerenden Sach- und Personenschäden Fehler in der Ausführung und in der Planung führen können. Letztlich sei das – auf viele unterschiedliche Gründe zurückzuführende – menschliche Versagen immer wieder die Ursache für Schäden. Deutlicher als die von ihm gebrachten Beispiele dafür, so befand er, könne man die Notwendigkeit einer unabhängigen Kontrolle zur Schadensabwehr nicht aufzeigen. Für jeden qualitätsbewußten Bauherren müsse daher die These „Vorbeugen ist besser als Sanieren“ eine einleuchtende Binsenweisheit sein.

Die berufspolitischen Aspekte der Tätigkeit der Prüfeningenieure nahmen indes nur einen kleinen Teil dieses Fortbildungsseminars ein. Schwerpunkt war natürlich die fachliche Weiterbildung. Bevor der neue Vorsitzende der hessischen Prüfeningenieure, Dr.-Ing. Michael Heunisch, am späten Nachmittag das zusammenfassende Schlußwort sprach, berichtete Prof. Dr.-Ing. F. Werner von der Hochschule für Architektur und Bauwesen in Weimar über den Nachweis ausgewählter Verbindungsmittel nach DIN 18 800 (11/90). Mit dieser Norm, so Werner, werde der Übergang zum Bemessungskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten für Verbindungsmittel vollzogen. Dieser Übergang macht neue und zusätzliche Regelungen in der Anpassungsrichtlinie nötig, die Werner ausführlich beschrieb. Daneben behandelte er Schraubenverbindungen, Schweißverbindungen, Augenstäbe und Bolzen.

Einen sehr lebendigen und eindringlichen Vortrag bot, wie man das so von ihm gewohnt ist, Prof. Dr.-Ing. Jörg Schlaich von der Universität Stuttgart seinen Prüfeningenieur-Kollegen. Das „Bemessen und Konstruieren mit Stabwerkmodellen im Stahlbeton“

war sein Thema, mit dem er einmal mehr bewies, daß das Arbeiten mit Stabwerkmodellen zu einer sehr anschaulichen Form der Bemessung von komplizierten Tragwerkssystemen in den sogenannten Störbereichen führt, die durch statische und oder geometrische Diskontinuität gekennzeichnet sind und für die somit nicht mehr die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte Gültigkeit besitzt.

Schlaich führte den Weg auf, wie man über den Fluß der Kräfte nach dem Prinzip des möglichst direkten Kräfteausgleichs und einer dem Stahlbeton gemäßen Bewehrungsführung zu einem möglichen und geeigneten Stabwerkmodell gelangen kann. In manchen Fällen seien, so berichtete Schlaich, die aus Versuchen oder einer FE-Berechnung gewonnenen Trajektorien als Bestätigung oder aber als Ausgangsbasis für die Entwicklung eines Modells sehr hilfreich.

Um Kurven ging es auch in dem nächsten Vortrag, allerdings nicht um die mathematischen, sondern um die, die der Wind manchmal schlägt und die der Tragwerksplaner nicht nur bei der Berechnung der Gebäudestruktur, sondern auch bei der Planung der Fassadenverkleidung, der Dachdeckungen und der Innenwände zu berücksichtigen hat.

Doch ging es Prof. Dr.-Ing. Gert König vom Lehrstuhl für Massivbau der TH Darmstadt nicht so sehr um diese rein praktischen Aspekte der „Windbelastung von Bauwerken“, sondern mehr um einen aktuellen Vergleich zwischen der vorgesehenen europäischen Norm EC Teil 6 und den entsprechenden deutschen Regelungen.

König konnte seine Zuhörer beruhigen: die Windbelastungen werden in beiden Regelungen nach im wesentlichen vergleichba-

ren Verfahren ermittelt. Allerdings ergebe sich im allgemeinen nach EC 1 ein größerer Bemessungsstaudruck sowie ein niedrigerer Grenzwert zur Berücksichtigung des dynamischen Einflusses böiger Winde auf ein Bauwerk als nach dem deutschen Regelwerk. Wenngleich der Eurocode größere und problemgerechtere Bemessungswerte für den Windnachweis liefere, so lasse die praktische Handhabbarkeit des EC 1 jedoch nicht viel zu wünschen übrig.

Traditionsgemäß wurde das siebente Fortbildungsseminar der hessischen Prüfengeieure für Baustatik von Dipl.-Ing. Peter

Fischer vom Ingenieurbüro Weber und Fischer (Frankfurt/Main) mit einem Bericht über die neuen Mitteilungsblätter des Koordinierungsausschusses der Prüfämter und Prüfengeieure bei der Obersten Baubehörde des Landes Hessen abgeschlossen. Dieser Ausschuß verstehe sich, so stellte Fischer klar, weniger als Normenausschuß, denn als eine Art Clearingstelle, die die Fragen, die bezüglich der Auslegung und Anwendung des Normtextes auftreten, im Hinblick auf eine einheitliche Behandlung durch den aufstellenden und prüfenden Ingenieur abklärt.

Arbeitstagung der Bundesvereinigung dieses Jahr in Dresden

Die nächste Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfengeieure für Baustatik wird am 26. und 27. September 1994 in Dresden stattfinden. Der erweiterte Vorstand der BVPI unter Leitung seines Vorsitzenden, Dr.-Ing. Günter Timm (Hamburg), hat wieder ein sehr attraktives fachliches Programm zusammengestellt:

- Privat oder staatlich – die bautechnische Prüfung im Wandel (Ltd. MinRat Dipl.-Ing. Dieter Eschenfelder, Ministerium für Bauen und Wohnen, Düsseldorf);
- Bauschäden infolge bauphysikalischer Einflüsse (Prof. Dr.-Ing. Jürgen Namysloh, Sächsisches Staatsministerium des Innern, Dresden);
- Explosionsschutz bei staubförmigen Gütern (Prof. Dr.-Ing. Josef Eibl, Universität Karlsruhe);

- Sicherung tiefer Baugruben im innerstädtischen Bereich (Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Technische Hochschule, Darmstadt);

- Frauenkirche Dresden – Entwurf, Konstruktion, Zerstörung, Wiederaufbau (Prof. Dr.-Ing. Fritz Wenzel, Universität Karlsruhe);

- Ingenieurholzbau – Entwicklung und europäische Normung (Prof. Dr.-Ing. Jürgen Ehlbeck, Universität Karlsruhe).

Außerdem soll auf dieser Arbeitstagung die Frage geprüft werden, welche Rolle der statische Nachweis als Kontrolle dafür spielt, daß richtig konstruiert worden ist. Als Referent für dieses Thema ist Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schlaich aus Stuttgart vorgesehen.

Nordrhein-Westfalen: Staats-Entlastung durch mehr Liberalisierung

**Vorschläge für Sachverständige,
die an Staates Statt tätig werden sollen**

In Nordrhein-Westfalen soll die bautechnische Prüfung künftig dann entfallen, wenn den Standsicherheitsnachweis ein Bauingenieur erstellt hat, der Mitglied der Ingenieurkammer Bau von Nordrhein-Westfalen ist. Das sieht dem Vernehmen nach der Referentenentwurf eines fünften Gesetzes zur Änderung der Landesbauordnung vor, der gegenwärtig im Düsseldorfer Ministerium für Bauen und Wohnen in Arbeit ist.

Der Entwurf, mit dessen Vorlage nach der Sommerpause dieses Jahres zu rechnen sein dürfte, verfolgt im Kern ähnliche Ziele, wie die Novellierungen in einigen anderen Bundesländern auch: Beschleunigung und Vereinfachung des Baugenehmigungsverfahrens und eine weitgehende Liberalisierung des Bauordnungsrechts.

Zur Entlastung des Staates sollen auch in Nordrhein-Westfalen künftig „Sachverständige“ beitragen, die an Staates Statt tätig werden sollen, wenn sie bestimmte Voraussetzungen erfüllen. Mit welchen konkreten Aufgaben und Befugnissen dieses neue Institut eines Sachverständigen belegt werden soll und welche Voraussetzungen er erfüllen muß, ist indes noch weitgehend unklar, doch die Prüfengeure des Landes gehen davon aus, daß es sich hierbei nur um die anerkannten Prüfengeure handeln kann, weil allein sie die Voraussetzungen für eine qualifizierte Überwachung erfüllen.

Kernpunkte der neuen nordrhein-westfälischen Landesbauordnung sollen nach den bisherigen Informationen die folgenden sein:

- Sofern ein durch den Staat bestellter Sachverständiger (s.o.) die Übereinstimmung mit dem Bauordnungsrecht bescheinigt, soll eine weitergehende behördliche Prüfung der bauaufsichtlichen Anforderungen entfallen.

- Die Bauaufsichtsbehörde will auf die gesamte technischer sicherheitsrechtliche Prüfung nach dem Bauordnungsrecht verzichten, wenn ein vom Staat anerkannter Entwurfsverfasser die Bauvorlagen erstellt hat.

- Künftig sollen nur noch die durch den Staat in Bezug genommenen bautechnischen Regeln im bauaufsichtlichen Verfahren überprüft werden; dabei wird es sich lediglich um die aus der Sicht des Staates wesentlichen Anforderungen handeln (Fachleute schätzen den Anteil auf ca. 5 Prozent der heute zu beachtenden Vorschriften und DIN-Normen).

Die Überlegungen, die zu der Ausgestaltung der Rechte und Pflichten des künftigen staatlich anerkannten „Sachverständigen“ angestellt werden, sind in Nordrhein-Westfalen um einige Vorschläge der Landesvereinigung der Prüfengeure bereichert worden. Unser Korrespondent in Nordrhein-Westfalen, Dipl.-Ing. Josef Dumsch, berichtet, nach Ansicht eines Teils der nordrhein-west-

fälischen Prüfengeure müssten wesentliche Elemente einer solcher Sachverständigenordnung vor allem die Sicherung seiner Unabhängigkeit und eine genaue Festlegung seines Haftungsumfanges sein. Sofern eine Staatshaftung nicht gegeben sei, müssten Haftungsgrenzen zu vereinbaren und gegen die Eigenverantwortlichkeit der an Planung und Ausführung sonst beteiligten Personen und Firmen abzugrenzen sein. Auch müsse der Sachverständige dieses Genres sich durch seine Befugnis und seine Stellung von denen abheben, die von den berufsständischen Kammern zugelassen oder bestellt werden.

Im Juli in Kiel: Mehrere Vorträge über Eurocode 3

Die Landesvereinigung der Prüfengeure für Bau- und Statik in Schleswig-Holstein wird in der ersten Juli-Hälfte dieses Sommers die Reihe ihrer gemeinsam mit der Architekten- und Ingenieurkammer des Landes seit einigen Jahren durchgeführten Fortbildungsveranstaltungen fortsetzen. Thema ist der Eurocode 3 (Stahlbau).

Neben einer Behandlung der baurechtlichen Aspekte der Einführung des Eurocode 3 in das deutsche Baurecht durch Regierungsbau- und Direktor Ralf Neumann, den Leiter des Referats Bautechnik in der Obersten schleswig-holsteinischen Bauaufsichtsbehörde, werden auf dieser Veranstaltung, die in Kiel stattfinden wird, Prof. Dr.-Ing. Joachim Scheer von der TU Braunschweig und dessen Nachfolger am dortigen Institut, Prof. Dr.-Ing. U. Pfeil, sowie zwei seiner Mitarbeiter referieren.

Sachsen: Erstes Pflichtseminar für Prüffingenieure

In Sachsen gibt es gegenwärtig rund 70 Prüffingenieure für Baustatik. Sie haben aus der Hand des Leiters des Referats für Bautechnik im sächsischen Innenministerium, Dr.-Ing. Fischer, anlässlich des ersten weiterbildenden Pflichtseminars der sächsischen Landesvereinigung der Prüffingenieure kürzlich ihre Anerkennungsurkunden erhalten.

Diese Pflichtseminare hat die sächsische Landesvereinigung der Prüffingenieure eingerichtet, um unter anderem ihre Mitglieder für die Übernahme weiterer hoheitlicher Aufgaben der Bauaufsichtsbehörde zu qualifizieren. Das erste Seminar dieser Art, das im November vergangenen Jahres stattgefunden hatte, ist, wie Prof. Dr.-Ing. L. Schubert (Leipzig), von der sächsischen Vereinigung der Prüffingenieure mitteilte, sehr gut angenommen und als sehr nützlich angesehen worden. Es behandelte Themen der Bauüberwachung und des baulichen Brandschutzes. Ziel der Gesamtheit der Referate war es, die ganzheitliche Prüfung der bautechnischen Unterlagen und die Bauüberwachung durch die Prüffingenieure für Baustatik als Schwerpunkte der Qualitätssicherung und der Sicherheitsstrategie zur Gefahrenabwehr bei der Errichtung und Nutzung von Bauwerken und baulichen Anlagen herauszuarbeiten.

Dazu erläuterten Dr. sc. techn. Dressel, der Vorsitzende der sächsischen Landesvereinigung der Prüffingenieure, die „Aufgaben der freiberuflich tätigen Prüffingenieure für Baustatik bei der vorbeugenden Gefahrenabwehr“ und Dipl.-Ing. Steiner von der baden-württembergischen Landesvereinigung „Schäden im Massivbau“ und deren Ursachen und Schlußfolgerungen. Dipl.-Ing. Siegfried Rothgang von der bayerischen Landesvereinigung erklärte seinen sächsischen Kollegen die Bauüberwachung als einen wesent-

lichen Bestandteil der zukünftigen Aufgaben der Prüffingenieure für Baustatik. Letztlich erfuhren die sächsischen Prüffingenieure noch einige Details der Erfahrungen eines Fachmanns vom Brandschutz- und Rettungsamt der Stadt Dresden über die „Zusammenarbeit der Feuerwehr, der Bauaufsicht und der Prüffingenieure beim vorbeugenden Brandschutz“ und Ministerialrat Dipl.-Ing. Temme vom Ministerium für Bauen und Wohnen des Landes Nordrhein Westfalen schilderte „Das System der bauaufsichtlichen

Anforderungen an den baulichen Brandschutz“.

Die auf hohem Niveau stehenden Vorträge regten die Prüffingenieure und die Vertreter der Landesstelle für Bautechnik sowie der Obersten und Unteren Bauaufsichtsbehörden zu interessanten Diskussionen an. Auch der Beitrag von Ministerialrat Dr. Fischer vom sächsischen Innenministerium, der die Novelle zur Sächsischen Bauordnung vorstellte, führte zu anregenden Fachgesprächen.

Bremen: Gebühren wurden erhöht

In Bremen ist zum Jahresbeginn eine neue Gebührenordnung in Kraft getreten. Sie löst diejenige ab, die seit März 1989 gültig war. Die Tafelwerte haben sich danach um linear 10 Prozent (plus 1 Prozent für die inzwischen angehobene Mehrwertsteuer) erhöht.

Bundesvereinigung richtet Geschäftsstelle in Hamburg ein

Die Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Baustatik wird im Sommer 1994 einen hauptamtlichen Geschäftsführer einstellen. Im Rahmen der Mitgliederversammlung im Seehotel in Timmendorfer Strand, haben ihre Mitglieder im Herbst vergangenen Jahres einstimmig beschlossen, den Mitgliedsbeitrag um 500 Mark pro Jahr zu erhöhen, um eine Verbands-Geschäftsstelle mit einem hauptamtlichen Geschäftsführer einrichten zu können.

Der Antrag, der diesem Beschluß zugrunde liegt, kam von der niedersächsischen Landesvereinigung, und er bezog sich nicht nur auf die Einrichtung einer Geschäftsstelle, son-

dern auch auf die – ebenfalls beschlossene – Umwandlung der Bundesvereinigung in einen „eingetragenen Verein“, dessen juristische Konstruktion die Absicherung der Kosten, die eine Geschäftsstelle mit sich bringt, ermögliche.

In der Begründung zu diesem Antrag heißt es, der erhebliche Mehraufwand, der durch die Einordnung der Prüffingenieure in die Entwicklung der Bauordnungen, seine Stellung im Rahmen der europäischen Bauprodukten-Richtlinie sowie die verstärkte Koordinierung der Ländervertretungen mit den notwendigen Fortbildungsveranstaltungen könne nicht mehr vom ehrenamtlichen Vorstand bearbeitet werden kann.

Weiterbildung im Rahmen eines Brandenburgischen Ingenieurtages

Er soll allen Ingenieuren neue Erkenntnisse aus der aktuellen Normenumsetzung vermitteln

In Brandenburg hat der Vorstand der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure im Januar die Durchführung eines „Brandenburgischen Ingenieurtages“ und damit einer Serie regelmäßiger Fortbildungsveranstaltungen beschlossen, deren erste im März dieses Jahres mit Themen zur DIN 18 800, Teil 1 und 2, stattgefunden hat. In der gleichen Sitzung wurde ein neuer Vorstand gewählt.

Zum Vorsitzenden der Landesvereinigung wurde Dr.-Ing. Dieter Zauft (Potsdam) und zu seinem Stellvertreter Dr.-Ing. Lorenz Jonigkeit (Cottbus) gewählt. Für die Öffentlichkeitsarbeit ist im Vorstand künftig Prof. Dr.-Ing. habil. Dieter Füg (Groß Gaglow) und für die Finanzen Dipl.-Ing. Rüdiger Scheel (Vierraden) zuständig. Als weiteres Mitglied wurde Dr.-Ing. Karl-Heinrich Benkert (Waldesruh) in den Vorstand gewählt.

Über die Zusammenarbeit der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure des Landes Brandenburg mit den Behörden und der Technischen Universität in Cottbus berichtet uns Prof. Dr.-Ing. Dieter Füg, daß der Realisierung von Investitionen staatlicherseits auch in Brandenburg Priorität eingeräumt werde, da damit die wirtschaftliche Erneuerung des Landes einhergehe und gleichzeitig Arbeitsplätze geschaffen und gesichert würden. Mit der Aktivierung der Bautätigkeit in Brandenburg vermehrten sich zwangsläufig auch die Aufgaben, die mit der Planung und Ausführung, aber auch mit einer bauordnungsrechtlichen Zustimmung einherzugehen hätten. Weiter schreibt Füg:

Zur Bewältigung von Aufgaben der bauordnungsrechtlichen Zustimmung erfolgte unter Verantwortung des Landesamtes für Bauen, Bautechnik und Wohnen

(LBBW), das am 1. November 1991 durch das Gesetz über die Organisation der Landesverwaltung (Landesorganisationsgesetz) als Landesoberbehörde geschaffen worden war, auch die Regelung der Zulassung von Prüfm Ingenieuren. Im Ergebnis von Festlegungen des Gutachterausschusses hat das LBBW als Anerkennungsbehörde bis heute 31 Zulassungen für private Prüfm Ingenieure (Bauwerksklassen 1 bis 5) ausgesprochen und 12 Zulassungen zum Prüfen von Bauwerken der Bauwerksklassen 1 und 2 vorgenommen (§ 13 BauPrüfVO). Diese 43 zugelassenen privaten Prüfm Ingenieure sind an insgesamt 28 Bürostandorten tätig.

Darüber hinaus sind neun Prüfstatiker als technische Angestellte direkt beim LBBW beschäftigt.

Die privaten Prüfm Ingenieure sind größtenteils in der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure organisiert, die sich als Folge der Zulassung im Jahre 1991 gebildet hatte.

Die Vereinigung der Prüfm Ingenieure sieht es als ihre Aufgabe an, für das in der Planung und Ausführung tätige ingenieurtechnische Personal die Möglichkeit einer ständigen Weiterbildung

Anmerkungen von Prof. Lindner zu seinem Artikel in Heft 3-93

Prof. Dr.-Ing. Joachim Lindner, der im Heft 3-93 den Artikel „Die Qualitätssicherung am Bau aus der Sicht eines Prüfm Ingenieurs für Baustatik“ veröffentlicht hatte (S. 43 bis 58) gibt folgende Ergänzung zu seinem Text bekannt:

Im Abschn. 6.2 des o.g. Beitrages wurden für die Auswertung von Überwachungsberichten Bauwerksklassen (BK) in Anlehnung an die HOAI definiert, wobei es mir im wesentlichen um die Benennungen „sehr geringe Schwierigkeit“, . . . „sehr hohe Schwierigkeit“ ging. Die Zuordnung der von mir überwachten bauten zu dieser BK in meiner Auswertung war subjektiv und deckt sich nicht immer mit der Klasseneinteilung der HOAI, da bei mir z.B. auch einfache

Stahlbetonbauten der BK zugeordnet wurden.“

Die Redaktion nutzt die Gelegenheit dieser Klarstellung, um auf ein Versehen aufmerksam zu machen und es zu korrigieren: Der Text von Prof. Lindner führt nicht alle vom Autor angegebenen Literaturstellen an. Sie müssen wie folgt ergänzt werden:

[12] Möller, U. : Zur Frage der Prüfung und Überwachung genehmigungspflichtiger

zu schaffen. Insbesondere sollen Kenntnisse in der Anwendung technischer Baubestimmungen vermittelt und vertieft werden.

Gemeinsam mit den Lehrstühlen für Statik, Technische Mechanik und Stahlbau und Stahlbetonbau der TU Cottbus hat die Landesvereinigung der Prüflingenieur deshalb den „Brandenburgischen Ingenieurtag“ ins Leben gerufen, der von diesem Jahr an jährlich genutzt werden soll, um den Prüflingenieuren, den Ingenieuren aus Planung und Ausführung sowie den Ingenieuren in den Bauaufsichtsbehörden und den Bauämtern Erkenntnisse bei der Umsetzung aktueller Normen zu vermitteln. Die 1994er Veranstaltung beschäftigte sich im März schwerpunktmäßig mit den Auswirkungen der DIN 18 800, Teile 1 und 2, auf die Planung und Ausführung von Tragwerken aus Stahl. Ergänzt wurde das Vortragsprogramm durch Erläuterungen zu den Brandenburgischen Baurechtsbestimmungen sowie zur bevorstehenden Einführung des europäischen Regelwerks für die Planung von Stalbauten.

In den kommenden Jahren sollen ähnliche Veranstaltungen auf den Gebieten des Stahlbetonbaus (1995) und des Holz- und Grundbaus (1996) stattfinden.

Bauvorhaben. Diplomarbeit bei Prof. Lindner am Fachgebiet Stahlbau der TU Berlin, 1991

[13] Schneider, J. : Sicherheit durch Maßnahmen gegen Fehler. Symposium „Sicherheit von Bauwerken“, Institut für Bautechnik, Berlin, 1989, S. 37-47

[14] Milde, G. : Ansprache anlässlich der Arbeitstagung der Prüflingenieure für Baustatik 1989, Beton- und Stahlbetonbau, 85(1990), S. 51-52

Bayerns Kammerpräsident plädiert für die Beibehaltung des Vier-Augen-Prinzips

Der Präsident der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau, Prof. Karl Kling, hat sich in einem Brief an Bundesbauministerin Dr. Irmgard Schwaetzer dagegen verwahrt, daß aus Ihrem Hause – „Meldungen der Presse zufolge“ – immer wieder das bewährte Vier-Augen-Prinzip in Zweifel gezogen und kritisiert werde, daß „ein Prüflingenieur nochmals überprüfen müsse, was ein ausgebildeter Architekt zu Papier gebracht“ habe.

Wenn solche Äußerungen dazu bestimmt seien, die Prüfung des Standsicherheitsnachweises baulicher Anlagen bei „den notwendigen anstehenden Gesetzesinitiativen zur Vereinfachung und Beschleunigung des Baugenehmigungsverfahrens“ zu Fall zu bringen, dann wäre dies, so Kling, „ein grundsätzlich verfehlter Ansatz“, weil allein die präventive Prüfung die Sicherheit und Ordnung des Bauwesens und den Schutz von Leib und Leben der Bürger und deren Eigentum“ gewährleisten würde.

Wenn die Prüfung der Standsicherheit entfällt, dann besteht, so schreibt Kling an die Bundesbauministerin, die „große Gefahr, daß das Bauen teurer

wird“, weil „trotz hoher Qualität und bestem Bemühen der Ersteller bautechnischer Unterlagen“ Fehler gemacht würden, die, wenn sie „durch das präventive Prüfen nicht frühzeitig erkannt“ würden, Mängel- und Folgekosten nach sich ziehen würden, deren „Höhe in keinem Verhältnis zu den Kosten der Prüfung“ selbst stünden. Diese Kosten gibt Kling, im Einklang mit den allgemeinen Erfahrungswerten, mit 0,6 bis 1,0 Prozent der reinen Baukosten beispielsweise für eine Eigentumswohnung an, die „ein Bauträger nicht billiger verkaufen kann“, nur weil „die Kosten für den Prüflingenieur entfallen sind“.

Auch die von den Novellierungen allenthalben angestrebte Beschleunigung des Baugenehmigungsverfahrens würde durch einen Wegfall des Vier-Augen-Prinzips nicht begünstigt, da nicht die Arbeit der Prüflingenieure für Baustatik die Baugenehmigung verzögere, sondern „behördeninterner bürokratischer Perfektionismus sowie überzogene Standards“. Hier müsse der Hebel angesetzt werden, wenn man eine wirkungsvolle und effektive Beschleunigung und Vereinfachung des Baugenehmigungsverfahrens erreichen wolle.

[15] Deutscher Stahlbau Verband (Herausg.): Qualitätssicherungshandbuch für den allgemeinen Stahlhochbau. DStV, Köln, Entwurf 1992.

[16] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton: Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. Teil 3: Qualitätssicherung der Bauausführung. Beuth, Berlin/Köln (2.1991)

Wir bitten den Leser um Beachtung.

Wegfall der unabhängigen Prüfung führt zu extremen Gefährdungspotentialen

Schleswig-Holstein: Das Testat des Prüfmgenieurs muß grundsätzlich für alle baulichen Anlagen gelten

Die Novellierung der Landesbauordnungen hat unter dem Stichwort „Vereinfachung und Beschleunigung“ auch in Schleswig-Holstein zu dem Entwurf einer Novelle geführt, die den Wegfall der bautechnischen Prüfung und Überwachung im überwiegenden Bereich des Wohnungsbaus vorsah. Dagegen haben sich die Prüfmgenieure ihres Landes mit Entschiedenheit und mit sicherheitstechnischen Argumenten gewehrt.

Dipl.-Ing. Hajo Böger, der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüfmgenieure in Schleswig-Holstein, hat die sehr ausführliche und notwendigerweise bis ins Detail gehende Stellungnahme der schleswig-holsteinischen Prüfmgenieure verantwortlich unterzeichnet. Mit ihr wird auf die schwerwiegenden Gefahren hingewiesen, die durch den geplanten Wegfall des Vier-Augen-Prinzips entstehen können, die der Innenminister des Landes, Prof. Dr. Hans Peter Bull, in einer der Lesungen zum Gesetzentwurf als eine unnötige „doppelte Kontrolle“ bezeichnet hatte. Diese Gefahren für die Öffentlichkeit bezögen sich, so argumentieren die Prüfmgenieure, nicht nur auf die dann häufig zu erwartende mangelhafte Standsicherheit und einen unzureichenden Brandschutz, sondern sie würden auch eine spürbare Beeinträchtigung bei der Erreichung der politisch gesetzten Ziele der Energieeinsparung und des Schutzes der Bevölkerung vor unzumutbaren Schallemissionen nach sich ziehen. Deshalb müsse

das Testat des Prüfmgenieurs für die mängelfreie Planung und Ausführung auch künftig „grundsätzlich für alle baulichen Anlagen gelten“.

Aufgrund der Erfahrungen mit der heutigen Baupraxis sei bei einem Wegfall der unabhängigen Prüfung und Kontrolle „mit einem deutlichen Qualitätsverlust der baulichen Anlagen zu rechnen“, außerdem müsse eine spätere Prozeßlawine erwartet werden.

Die Prüfmgenieure unterbreiteten in ihrer Stellungnahme zahlreiche, teilweise in anderen

Ländern bereits praktisch erprobte und gut durchdachte Gegen-Vorschläge zu den Vorstellungen, die in dem Entwurf der Landesbauordnung Papier geworden sind.

Sie gehen darin auch auf das immer wieder auftauchende Argument der Kostenersparnis ein, die angeblich bei einem Wegfall der Tätigkeit der Prüfmgenieur bei bestimmten Bauten eintreten werde. In einer nachvollziehbaren Vergleichsrechnung belegen sie, daß sich die Kosten für die unabhängige Prüfung und Überwachung – entgegen anderen Verlautbarungen auch aus dem politischen Raum – auf etwa 13 Mark pro Quadratmeter Wohnfläche belaufen, eine Summe, die in keinem Verhältnis zu den direkten Folgekosten stehen, die sich aus den möglichen Konsequenzen der Streichung der unabhängigen Prüfung und Kontrolle ergeben können – ganz zu schweigen von den Kosten für die spätere Mängelbeseitigung und den

Prüftätigkeit ist Gutachtentätigkeit und berechtigt zum Berufszuschlag

Die Prüf-Tätigkeit der Prüfmgenieure für Baustatik gehört zu jener gesetzlich verlangten Sachverständigentätigkeit, die den sogenannten Berufssachverständigen dazu berechtigt, einen Berufszuschlag von 50 Prozent zu verlangen. Das hat das Oberlandesgericht Hamm entschieden (Az.: 17 U 185/91).

Den Berufszuschlag kann (nach § 3 Abs. 3 Buchst. b ZSEG) ein Sachverständiger dann liquidieren, wenn er seine Berufseinkünfte im wesentlichen als gerichtlicher oder außergerichtlicher Sachverständiger erzielt, also als Berufssachverständiger

tätig ist. Vor dem Urteil des OLG Hamm, war nicht ganz klar, ob zu den Berufseinkünften eines Sachverständigen nur die Einkünfte für seine Gutachtentätigkeit zählen oder ob der Sachverständige in die gesetzliche Voraussetzung des Zeugen- und Sachverständigen-Entschädigungsgesetzes (ZSEG) auch seine sonstige berufliche Prüftätigkeit einbeziehen könne. Die mithin auftretende Frage: „Ist Prüftätigkeit, die hauptberuflich ausgeübt wird, auch Sachverständigentätigkeit im Sinne des ZSEG?“ hat das OLG Hamm jetzt eindeutig mit Ja beantwortet.

Kosten für Prozesse. Daß sich aus dem Wegfall der unabhängigen Prüfung extreme Gefährdungspotentiale entwickeln können, obwohl der Entwurfsverfasser und der Aufsteller der bautechnischen Nachweise den geplanten neuen Vorschriften der Landesbauordnungs-Novelle entsprechen (deren „Erklärungen“ über die Gesetzeskonformität ihrer Arbeit die Tätigkeit des Prüfingenieurs ersetzen sollen), das hat ein exemplarischer Fall gezeigt, über den der technische Korrespondent dieser Zeitschrift in Schlesig-Holstein, Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel (Pinneberg), berichtet.

Beim Einbau von neuen Wohnungen in einen Teil eines vorher landwirtschaftlich genutzten Stallgebäudes, dessen Traufhöhe 6 m beträgt (und dessen Umbau nach der Gesetzesnovelle nicht mehr hätte geprüft werden

müssen, nach gültigem Gesetz aber sehr wohl noch geprüft werden mußte), wurde dem Prüfingenieur versichert, daß im Zuge des Umbaus keine tragenden Teile des Daches verändert werden würden. Gleichwohl hatten sich durch die Umbaumaßnahmen und die damit einhergehende Verlagerung der Erdgeschoßdecke die Verhältnisse der Aufnahme der Horizontalkräfte derart verändert, daß die Standicherheit aus Wind- und Schneelasten des ganzen Gebäudes in hohem Maße gefährdet worden war. Der Aufsteller des bautechnischen Nachweises hatte die Höhenlage der neuen Decke ganz einfach übersehen.

Die entstandene Einsturzgefahr wurde indes nicht planmäßig entdeckt, sondern sie wurde bei einer nicht angeforderten Baukontrolle zufällig vom Prüfingenieur festgestellt.

Stahlprofilbleche sichern Bauwerke gegen dynamische Beanspruchungen

Die Studiengesellschaft Stahlanwendung (Düsseldorf) hat kürzlich einen Forschungsbericht über die „Wirkung von Stahlprofilblechen zur Sicherung von Bauwerken gegen dynamische Beanspruchung (Erdbeben, Wind)“ herausgegeben.

Er ist in der Reihe „Forschung für die Praxis“ erschienen und faßt die Ergebnisse einer Untersuchung von Prof. Dr.-Ing. Reyer vom Lehrstuhl für Konstruktiven Ingenieurbau VI der Ruhr-Universität Bochum zusammen. Ziel dieser Untersuchung war es, das dynamische Verhalten von Stahltrapezprofil-Schubfeldern einschließlich ihrer Dämpfungseigenschaften aus Reibung und plastischer Verformung zu bestimm-

men und Berechnungsgrundlagen für ihren Einsatz zur Bauwerksertüchtigung gegen dynamische Einwirkungen, wie Erdbeben und Wind, bereitzustellen.

Fazit des Forschungsprojekts, das die Studiengesellschaft für Stahlanwendung finanziell gefördert hat: Stahltrapezprofil-Schubwände können einen sehr guten Beitrag zur Sicherung von Bauwerken sowohl gegen Wind als auch gegen Erdbeben leisten. Zudem böten sie auch bei großen Verformungen noch hohe Tragfähigkeitsreserven. Die Untersuchung unterstreicht nach Ansicht der Forschungsgruppe auch das Entwicklungspotential leichter Stahltrapezprofilelemente vor allem in erdbebengefährdeten Regionen.

Hieber übernahm den Allgemeinen Ausschuß der ARGEBAU

Der wichtigste Ausschuß der ARGEBAU, der ständigen Konferenz der für das Bauen und



Hieber

Wohnen zuständigen Länderministerien (Bauministerkonferenz) hat einen neuen Vorsitzenden. Ministerialdirigent Dr. jur. Dieter Böckenförde (Düsseldorf), der den Allgemeinen Ausschuß der ARGEBAU seit 1984 geleitet hat, wurde von Ministerialdirigent Prof. Dr. Ulrich Hieber (Stuttgart) abgelöst. Böckenförde ging Anfang des Jahres als Leiter der Abteilung Bauaufsicht/Bautechnik des Ministeriums für Bauen und Wohnen des Landes Nordrhein-Westfalen in den Ruhestand. Prof. Dr. jur. Ulrich Hieber ist 57 Jahre alt und leitet seit 1984 die Abteilung Baurecht, Sädtebau,



Böckenförde

Wohnungswesen und Denkmalpflege im Baden-Württembergischen Wirtschaftsministerium. 1984 wurde Hieber Mitglied des Verwaltungsrates des Deutschen Instituts für Bautechnik in Berlin. Seit 1972 gehört er in verschiedenen Gremien der Bauministerkonferenz ARGEBAU an, seit 1984 auch dem Allgemeinen Ausschuß. Und noch eine Veränderung in der ARGEBAU ist zu vermelden: Ltd. Ministerialrat



Eschenfelder

Dipl.-Ing. Dieter Eschenfelder vom nordrhein-westfälischen Ministerium für Bauen und Wohnen ist zum Vorsitzenden der Fachkommission Baunormung der ARGEBAU gewählt worden.

Die Neufassung der Wärmeschutz-VO wird die Gestaltungsfreiheit stärken

Aufgaben Standsicherheit, Brand- und Schallschutzes und baulicher Wärmeschutz greifen immer mehr ineinander

Die Wärmeschutzverordnung, die in novellierter Fassung am 1. Januar nächsten Jahres in Kraft treten wird, enthält neben verschärften Anforderungen eine neue Nachweismethode. Beides hat bereits bei der Vorbereitung Vorbehalte und Kritik bestimmter Fachkreise hervorgerufen. Die Kritiker befürchten eine erhebliche Beschneidung ihrer gestalterischen Freiheit, die Befürworter begrüßen sie als notwendigen Schritt in die richtige Richtung. Für die Ingenieure und die Prüfingenieure ist der faktische Inhalt der neuen Verordnung maßgebend. Für sie bringt die neue Verordnung „erheblich mehr Freiheiten in der Wahl der einzusetzenden Mittel“, für die Architekten indes die Möglichkeit „eines großzügigeren Umganges mit Glasflächen“, wie der Vordenker der neuen Wärmeschutzverordnung im nachfolgenden Beitrag schreibt. Fest steht auch: die Wärmeschutzverordnung, die im wesentlichen nur für die Planung neuer Gebäude gilt, wird einen Wärmepeß bringen, der die rechnerischen Ergebnisse des Heizwärmebedarfs neuer Gebäude transparent machen und so zu einer objektiveren Bewertung von Gebäuden führen wird.

Prof. Dr.-Ing. Herbert Ehm ist als Ministerialdirigent im Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau zuständig für Grundsatzangelegenheiten des Bauwesens



1 Stand der Novellierung

Die Novellierung der Wärmeschutzverordnung steht vor dem Abschluß. Der Bundesrat hat der Verordnung am 15. Oktober 1993 zugestimmt und damit das von der Bundesregierung vorgeschlagene Anforderungsniveau und die neue Nachweismethode gebilligt.

Die Verordnung wird danach am 1. Januar 1995 in Kraft treten.

Die Änderungswünsche des Bundesrates bedürfen noch der Übernahme durch die Bundesregierung.

2 Ausgangslage

Die Neufassung der Verordnung orientiert sich an detaillierten politischen Vorgaben:

Die Wärmeschutzverordnung ist ein Teil eines größeren Paketes von Maßnahmen zur CO₂-Reduktion und zur rationellen Energieverwendung, das bereits im Jahre 1990 vom Bundeskabinett beschlossen wurde.

Auch der Bundesrat hatte im gleichen Jahre eine Verschärfung der Anforderungen um mindestens 30% verlangt, mit einem zweiten Beschluß sogar deutlich mehr.

Des weiteren hatte sich der Deutsche Bundestag im September 1991 mit einem Beschluß die Empfehlungen seiner Enquete-Kommission „Schutz der Erdatmosphäre“ und die angekündigten Maßnahmen der Bundesregierung zu eigen gemacht.

Die Bundesregierung hatte überdies die Einführung eines Niedrigenergiehaus-Standards beschlossen, auch sollten – in Übereinstimmung mit dem Votum des Bundesrates – die Anforderungen möglichst bedarfs- oder verbrauchsorientiert festgelegt werden.

Die Bundesrepublik Deutschland ist Teil des europäischen Binnenmarktes. Im europäischen Vergleich schließt die Bundesrepublik jetzt an den Stand benachbarter Staaten an. Frankreich hat seit längerem – in dem vergleichbaren Klimagebiet – Anforderungen, die der Novelle entsprechen. Es stellen, im Vergleich mit der Novelle, die Schweiz höhere, die skandinavischen Staaten (wie z.B. Dänemark) wesentlich höhere Anforderungen. Die Niederlande haben seit zweieinhalb Jahren Anforderungen, die nur geringfügig unter denen der neuen Verordnung liegen.

Die Sicht über die Grenzen verdeutlicht, daß das neue Anforderungsniveau moderat und mit vergleichbaren, benachbarten Staaten im Einklang steht.

3 Energieeinsparung und Emissionsreduzierung als globale Aufgabe

In der Bundesrepublik werden jährlich rd. 1050 Mio t CO₂ emittiert. Haushalte und Kleinverbraucher beteiligen sich hieran mit rd. 30%. Etwa 37% der gesamten Endenergie wird für die Erzeugung von Raumwärme aufgewandt. Das technisch-wirtschaftlich Reduktionspotential ist hoch, es liegt im Neubau – bezogen auf die heute geltenden Anforderungen – und Gebäudebestand bei rd. 50%.

Weltweit sind die industrialisierten Staaten für die CO₂-Emissionen primär verantwortlich (**Abb. 1**).

Die Bundesrepublik Deutschland weist – nach der Vereinigung – einen CO₂-Ausstoß von 13 t, die USA von 22 t und Frankreich von 7 t je Einwohner und Jahr auf. Die bevölkerungsreichen Staaten wie China und Indien haben bislang CO₂-Emissionen von 2 t bzw. 0,7 t/Einwohner und Jahr (sh. a.: „Klimaänderung gefährdet globale Entwicklung“, Enquete Kommission „Schutz der Erdatmosphäre“ des Deutschen Bundestages, Economice Verlag Bonn, 1992). Das dramatische Bevölkerungswachstum (**Abb. 2**) und die zunehmende Industrialisierung werden dazu führen, daß sich in den nächsten 30 Jahren der Weltprimärenergieverbrauch gegenüber heute rd. verdoppeln wird (**Abb. 3**).

Gebäude gehören zu den langlebigsten Wirtschaftsgütern mit Nutzungsdauern von 50 bis 100 Jahren. Wir müssen daher heute bei Neubauten auch die Frage beantworten, wie und zu welchen Preisen wir in den nächsten Jahrzehnten jetzt errichtete Gebäude beheizen werden.

Die Wärmeschutzverordnung richtet sich vorrangig auf neue Gebäude; sie kann nur in einem

Die nach absoluten Werten größten Verursacher energiebedingter CO₂-Emissionen der Welt

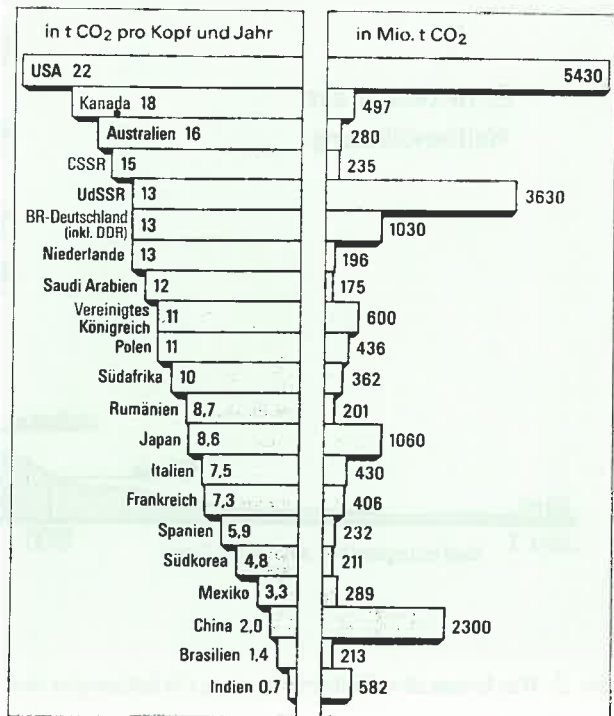


Abb. 1: Energiebedingte CO₂-Emittenten der Welt (1989)

begrenzten Umfang (vgl. Kap. 9) das vorhandene große Reduktionspotential im Gebäudebestand erschließen; hierzu bedarf es anderer Maßnahmen, insbesondere massiver staatlicher Förderanreize.

Der Ansatzpunkt der Wärmeschutzverordnung sind Maßnahmen der rationellen Energieverwendung. CO₂-Reduktionen können auch durch eine Substitution emissionsreicher durch emissionsärmere oder -freie Energieträger erreicht werden. Dies geschieht u.a. dadurch, daß fast 70% der Neubauten in Deutschland mit Erdgas versorgt werden.

4 Ausgangslage im Neubaubereich und erhöhtes Anforderungsniveau

In der geltenden Verordnung werden neben allgemeinen Dichtheitsanforderungen an die Bauteile der Gebäudehülle sowie der Fenster und Fenstertüren die Transmissionswärmeverluste durch diese wärmetauschende Hüllfläche begrenzt. Die Festlegung eines mittleren Wärmedurchgangskoeffizienten (k_m) hat den Vorzug, daß einzelne Maßnahmen des Wärmeschutzes nach technischen, gestalterischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten in einem gewissen Umfang angepaßt und „ausgetauscht“ werden können (**Abb. 4, 5**).

Entwicklung der Weltbevölkerung

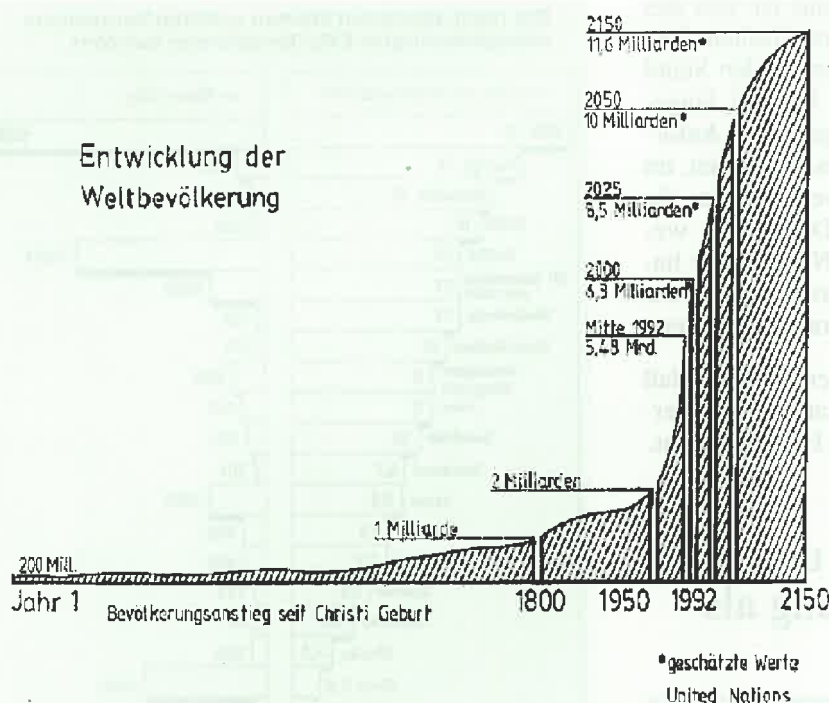


Abb. 2: Wachstum der Weltbevölkerung (Schätzungen der Vereinten Nationen)

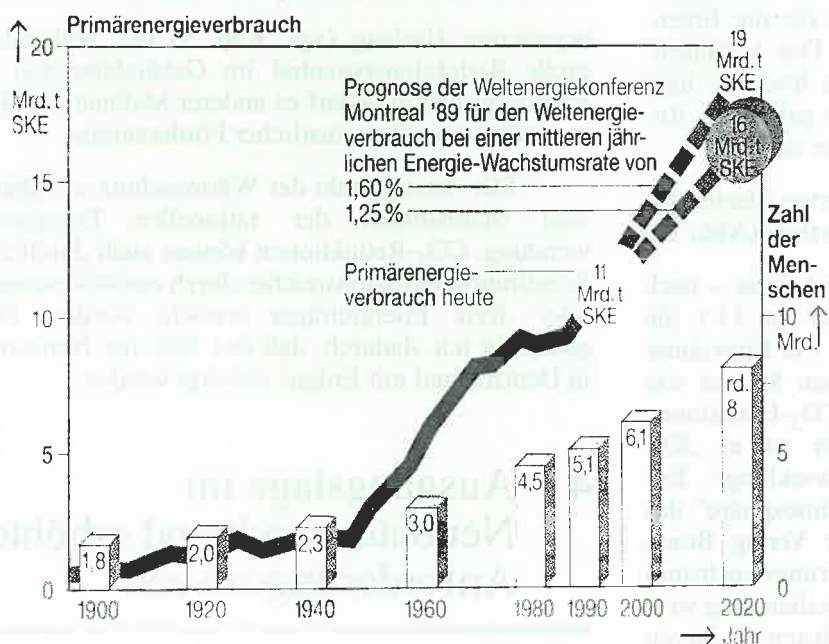


Abb. 3: Prognose der Entwicklung des Welt-Primärenergieverbrauchs (Weltenergiekonferenz in Montreal 1989) mit der Schätzung der Internationalen Energieagentur (IEA) für das Wachstum des Primärenergieverbrauchs (2000 bis 2010) von 2,3%/a erhält man für 2020 rund 23 Mrd. t SKE

Die Grundlage des gewählten neuen Ansatzes sind die internationale Norm ISO 9164 sowie die Entwurfsfassung DIN EN 832 (Wärmetechnisches Verhalten von Gebäuden), die im Dezember 1993 als erste Entwurfsfassung veröffentlicht wurde. Die

Grundlagen der bisherigen Verordnung können weiter verwendet werden. Fenster und Glasflächen sind himmelsrichtungsorientiert und damit unterschiedlich zu bewerten.

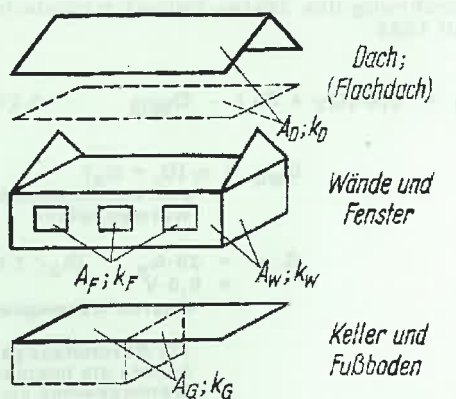
letztenannte Norm wird sicherlich nach Fertigstellung die Grundlage für Berechnungen und Nachweise für eine künftige Novellierung der Verordnung sein. Das jetzt gewählte Berechnungs- und Nachweisverfahren ist Gegenstand eines Beiblattes (Entwurf) zur DIN 4108 – Wärmeschutz im Hochbau – (Abb. 6, 7, 8).

Danach sind entscheidend für einen niedrigen Heizwärmebedarf:

- die Minderung der Transmissionswärmeverluste durch Verbesserung des baulichen Wärmeschutzes,
- die Reduzierung der Lüftungswärmeverluste, Minderung des Energiebedarfes für die Be- und Entlüftung sowie
- die optimale Nutzung solarer und interner Wärmegewinne.

Die Verordnung sieht für eine Berücksichtigung von Lüftungsanlagen mit Wärmerückgewinnung, Wärmepumpen sowie Abluftanlagen eine Option in der Weise vor, daß bei Beachtung bestimmter Kriterien (vgl. Kap. 5) der Lüftungswärmebedarf um 20% bzw. 5% bei der Bemessung reduziert werden darf. Diese Anforderungen sind nicht obligatorisch, sondern optional!

Die Anforderungen werden hinsichtlich der klimatischen und heizungstechnischen Randbedingungen auf einen „mittleren Standort“ in der Bundesrepublik (z.B. Würzburg) bezogen. Es erfolgt eine Jahresbilanzierung. Werden genauere Angaben für den Heizwärmebedarf für abweichende regionale oder



$$k_m = \frac{k_W \cdot A_W + k_F \cdot A_F + k_{DL} \cdot A_{DL} + 0,9 k_D \cdot A_D + 0,5 k_G \cdot A_G}{A}$$

$$k_{m,F+W} = \frac{k_F \cdot A_F + k_W \cdot A_W}{A_F + A_W} ; \quad Q_T = k_m \cdot A \cdot \Delta \vartheta$$

Ermittlung des mittleren Wärmedurchgangskoeffizienten k_m für das Gebäude und die Umfassungsbauteile

Abb. 4: Wärmeschutzverordnung 1982/84; Ermittlung des mittleren Wärmedurchgangskoeffizienten für das Gebäude und die Umfassungsbauteile

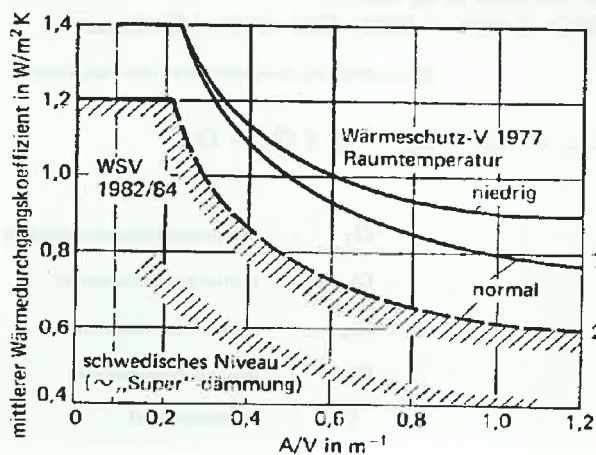
örtliche Bedingungen gewünscht, ist eine Anpassung – ohne Änderung der Anforderungen – aufgrund des aufgestellten Beiblattes zu DIN 4108 und der einschlägigen VDI-Richtlinie 2067 möglich.

Das heutige Anforderungsniveau weist je nach Gebäudetyp (Gebäudeparameter A/V) einen spezifischen Heizwärmebedarf von rd. 150 bis 70 kWh/m². a auf (Heizwärmebedarf und Bezugsflächen nach den Definitionen in der Neufassung der Verordnung). Die Neufassung der Verordnung sieht eine Absenkung von im Mittel rd. 30% auf 100 bis 54 kWh/m². a vor. Dies entspricht der Zielsetzung der Bundesregierung bei Beginn der Novellierung. Die in den abschließenden Beratungen vorgenommene Anhebung des Eckwertes von 50 auf 54 kWh/m². a hat zu einer leichten Anpassung und bestimmten technisch-wirtschaftlichen Erleichterungen für Gebäude im Mehrgeschoß-Wohnungsbau geführt (Abb. 14).

Das neue Niveau entspricht einer ersten Stufe eines Niedrigenergiehausstandards.

Der Nachweis der Anforderungen führt im Rahmen des Näherungsansatzes zu vollständigen und schnell bewertbaren Aussagen.

Der Planer erhält im Vergleich mit der Methode der geltenden Verordnung erheblich mehr Freiheiten in der Wahl der einzusetzenden Mittel.



$$1: k_{m,max} = 0,61 + 0,19 \frac{1}{A/V} \text{ in } W/m^2K$$

$$2: k_{m,max} = 0,45 + 0,165 \frac{1}{A/V} \text{ in } W/m^2K$$

ANFORDERUNGEN ZUR BEGRENZUNG DER TRANSMISSIONSWÄRMEVERLUSTE; $k_m = f(A/V)$

Abb. 5: Anforderung zur Begrenzung der Transmissionswärmeverluste; $k_m(A/V)$; Wärmeschutz-VO 1982/84

Das neue Anforderungsniveau wird zu einem erheblich größeren Einsatz von Wärmeschutzverglasungen führen. Dies wiederum erlaubt dem Architekten einen großzügigeren Umgang mit Glasflächen.

Abb. 9 zeigt, daß der künftig breitere Einsatz von Wärmeschutzverglasungen selbst bei Nordfassaden fast zu einer Entkoppelung des Fensterflächenanteiles vom Transmissionswärmebedarf führt.

Die Neufassung der Verordnung wird daher die Gestaltungsfreiheit eher stärken als einschränken.

Auf Probleme des sommerlichen Wärmeschutzes ist aber ausdrücklich hinzuweisen, der Gebäudeentwurf muß auch Anforderungen zur Begrenzung des Energiedurchganges bei den Fassaden im Sommer genügen. Raumlufttechnische Anlagen mit Kühlung sind, soweit nutzungsbedingt nicht unabdingbar, zu vermeiden (Abb. 10).

Die Solargewinne können entweder getrennt (Abb. 11) oder mittels äquivalenter k-Werte (Abb. 12) bilanziert werden. Zugrundegelegt werden die Strahlungswerte nach dem Test-Reference-Year, Region 5, für 222 Heiztage (hierin sind auch sommerliche Heiztage einbezogen). Beide Bilanzierungsmöglichkeiten führen zum gleichen Ergebnis. Hierbei ist der Nutzungsgrad der Fremdwärme konstant ($\eta = 0,85$) angesetzt worden. (Erst bei weiteren Reduzierungen des Heizwärmebedarfes sollte eine

Bilanzierung nach ISO 9164 / DIN EN 832 (Entwurf)

Wärmetechnisches Verhalten von Gebäuden

$$Q_H = Q_T + Q_L - \eta \cdot (Q_S + Q_I)$$

- Q_T : Transmissionswärmebedarf
- Q_L : Lüftungswärmebedarf
- Q_S : solare Fremdwärme
- Q_I : interne Fremdwärme
- η : Nutzungsgrad

Abb. 6: Bilanzierung nach ISO 9164 und DIN EN 832 (Entwurf) – Wärmetechnisches Verhalten von Gebäuden –

Ermittlung des Nutzungsgrades der Fremdwärme in jedem Einzelfall erfolgen.)

5 Änderungen und Ergänzungen durch den Bundesrat

Der Bundesrat hat eine Reihe Beschlüsse klarzustellenden, aber auch sachlich ändernden Charakters gefaßt.

Wesentliche Änderungen ergeben sich zu:

- Für neue Gebäude mit normalen und niedrigen Innentemperaturen sollen die wesentlichen Ergebnisse der rechnerischen Nachweise in einem Wärmepaß (Wärmebedarfsausweis) zusammengestellt werden (vgl. Kap. 8).
- Die Kriterien für die Gewährung eines Bonus bei mechanisch betriebenen Lüftungsanlagen mit Wärmerückgewinnung (ohne Wärmepumpen) und für Anlagen mit Wärmepumpen wurden präzisiert. Der Lüftungswärmebedarf darf um 20% reduziert werden, wenn je kWh aufgewendeter elektrischer Arbeit im ersten Falle 5,0 kWh, im zweiten Falle mindestens 4,0 kWh nutzbarer Wärme abgegeben werden.

Beim Einbau geeigneter Abluftanlagen (Nr. 2.2 Anlage 1 der Verordnung) darf der ermittelte Lüftungswärmebedarf um 5% vermindert werden.

Auch darf bei Anlagen mit Wärmerückgewinnung ein Wärmerückgewinnungsgrad von größer als 65% für eine Erhöhung des Bonus genutzt werden.

Berechnung des Jahres-Heizwärmebedarfs Q_H VSW 1993

$$Q_H = 0,9 \cdot (Q_T + Q_L) - Q_{WG} \quad \text{in kWh/a}$$

$$Q_{WG} = \eta \cdot (Q_I + Q_S) \quad \text{auftretende nutzbare Wärmegewinne}$$

$$Q_I \cdot \eta = 25 \cdot A_N \quad (h_G \leq 2,60 \text{ m}) = 8,0 \cdot V \quad \text{interne Wärmegewinne}$$

Für Büronutzungen können die internen Wärmegewinne um 25% erhöht werden.

Anforderungen werden als spezifische Heizwärmebedarfswerte in Abhängigkeit von A/V gestellt

$$Q'_H = Q_H / A_N \quad \text{in kWh/m}^2 \cdot \text{a}$$

$$Q''_H = Q_H / V \quad \text{in kWh/m}^3 \cdot \text{a}$$

- V : beheiztes Gebäudevolumen
- A_N : beheizte Netto-Geschoßfläche; $A_N = 0,32 \cdot V$

Abb. 7: Berechnung des Jahresheizwärmebedarfs nach der Novelle zur Wärmeschutzverordnung 1993

Transmissionswärmebedarf

$$Q_T = 84 \cdot (k_W A_W + k_{eq,F} A_F + \dots)$$

$$G_t = 3500 \text{ K} \cdot \text{d} \quad \text{(Heizgradtagzahl für "mittleren Standort")}$$

$$(3500 \cdot 24 / 1000 = 84 \text{ K h/a})$$

Die solare Fremdwärme wird über $k_{eq,F}$ oder getrennt über Q_S bilanziert

Lüftungswärmebedarf

$$Q_L = 84 \cdot 0,34 \cdot \beta \cdot V_L$$

mit $\beta = 0,8 \text{ 1/h}$ ist

$$Q_L = 22,85 \cdot V_L$$

β wird als repräsentative Luftwechselzahl für einen natürlichen Luftaustausch bei üblich genutzten Räumen festgelegt
 V_L ist das anrechenbare Luftvolumen
 $V_L = 0,8 \cdot V$

Abb. 8: Ermittlung des Transmissions- und Lüftungswärmebedarfs

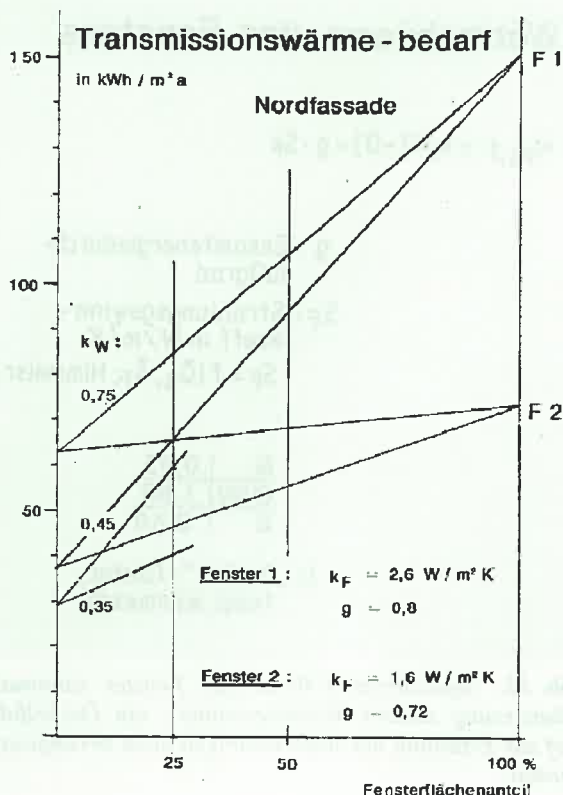


Abb. 9: Transmissionswärmebedarf einer Nordfassade in Abhängigkeit von Fensterflächenanteil und der wärmeschutztechnischen Qualität von Wand und Fenstern; Prinzipskizze; konstanter Nutzungsgrad

Anforderungen Wärmeschutz im Sommer (DIN 4108)

Innenbauart	Max. zulässige Werte $g_F \cdot f$	
	Erhöhte natürl. Lüftung nicht vorhanden	vorhanden
leicht	0,12	0,17 ¹⁾
schwer	0,14	0,25 ²⁾

kein Nachweis erforderlich: 1) $f \leq 0,21$
($g = 0,80$) 2) $f \leq 0,31$

Abb. 10: Anforderungen an den Wärmeschutz im Sommer nach Novelle der Wärmeschutzverordnung 1993 ($g_F \cdot f \leq 0,25$; DIN 4108 – Wärmeschutz im Hochbau, Teil 2, 1981; der modifizierte Werte g_F berücksichtigt zusätzliche Sonnenschutzeinrichtungen

– In Entschlüssen fordert der Bundesrat die Bundesregierung auf, noch vor Ende dieses Jahrzehnts eine weitere deutliche Absenkung des

Heizenergieverbrauches für neue Gebäude vorzunehmen. Die angestrebte zweite Stufe, die auch von der Bundesregierung angekündigt wird (vgl. Begründung zur Verordnung) trägt u.a. den nachdrücklichen Forderungen der Umweltressorts der Länder Rechnung, die bereits jetzt erheblich höhere Anforderungen verlangen.

6 Auswirkung der Verordnung auf Bauarten und Baustoffe

Die Anhebung der Anforderungen erfordert i.d.R. eine Verbesserung aller Außenbauteile. Nach wie vor können wärmeschutztechnisch leistungsfähige einschalige Mauerwerkswände eingesetzt werden. Hierbei wird vorausgesetzt, daß alle übrigen Außenbauteile an einer deutlichen Verbesserung des Wärmeschutzes beteiligt werden. Die technologischen Verbesserungen der Verglasungen sind besonders wirksam und hervorzuheben. Im Rahmen der gegebenen Austausch- und Kompensationsmöglichkeiten für die einzusetzenden Maßnahmen erhält man zur Orientierung für die wärmeschutztechnische Qualität der Außenbauteile die in **Abb. 13** aufgeführten Anhaltswerte .

Abb. 14 stellt die spezifischen, auf eine Nutzfläche A_N bezogenen Heizwärmebedarfswerte für die geltende Verordnung, die novellierte Fassung und ein um rd. 25% weiter reduziertes Niveau gegenüber. Das letztgenannte Niveau entspricht in Näherung den von einigen Bundesländern finanziell geförderten Niedrigenergiehauskonzepten und kann zur Orientierung für die beabsichtigte nächste Anforderungsstufe dienen.

Die Verordnung enthält auch für kleine Gebäude (Gebäude bis zu zwei Vollgeschossen und nicht mehr als drei Wohnungen) für einen vereinfachten Nachweis Anforderungen an die Wärmedurchgangskoeffizienten einzelner Außenbauteile. Diese Anforderungen liegen i.d.R. auf der „sicheren“ Seite (**Abb. 15**).

7 Wirtschaftlichkeit und Einfluß auf die Baukosten

Die Anhebung der Anforderungen führt in der Regel zu einer Erhöhung der Kosten der Bauwerke; in vielen Anwendungsfällen (z.B. Teile des Fertig-

Nutzbare solare Wärmegewinne

$$Q_s = \sum_{j,i} 0,46 \cdot I_j \cdot g_i \cdot A_{F,j,i} \quad \text{in kWh/a}$$

Durchschnittl. Strahlungsangebot (TRY, Region 5)

$$I_s = 400 \quad \text{kWh/m}^2 \text{ a}$$

$$I_{W/D} = 276 \quad \text{kWh/m}^2 \text{ a}$$

$$I_N = 160 \quad \text{kWh/m}^2 \text{ a}$$

Abb. 11: Ermittlung solarer Wärmegewinne unter Berücksichtigung durchschnittlicher Strahlungsangebote für einen mittleren Standort in Deutschland (Test-Referenz-Year, Region 5); 222 Heiztage; $\eta = \text{const} = 0,85$

hausbaues) lassen sich die neuen Anforderungen ohne Mehrkosten erfüllen.

Das Wirtschaftlichkeitskriterium (§ 5 ENEG) wurde nicht zur Streichung vorgeschlagen, damit Kosten-Nutzen-Relationen im Interesse der Investoren und Mieter in einem zumutbaren Rahmen gehalten werden können. Die jetzigen Beschlüsse tragen diesen Bedingungen Rechnung. Die Maßnahmen und Kosten sind bau- und wohnungswirtschaftlich akzeptabel. Die Erhöhungen der Bauwerkskosten liegen bei sachgerechten Verbesserungen im Schwerpunkt zwischen 1,5 bis 3%, die Erwirtschaftungszeiten bei dynamischen Amortisationsrechnungen unter Berücksichtigung von finanz- und energiewirtschaftlichen Randbedingungen deutlich innerhalb der Nutzungszeiten des Gebäudes und seiner Teile (in der Regel zwischen 15 bis 25 Jahre). Alle sonstigen Behauptungen über wesentlich höhere Baukostensteigerungen haben sich nach Prüfung als nicht stichhaltig erwiesen.

Vergleicht man den aus den erhöhten Bauwerkskosten resultierenden zusätzlichen Kapitaldienst mit den laufenden Energieeinsparungen, so erhält man bei moderaten Energiepreiserhöhungen einen Ausgleich in der Regel bereits innerhalb der ersten 10 Jahre („Einfache Wiedererwirtschaftung“).

8 Einführung eines Wärmepasses für neue Gebäude

Die Beratungen im Bundesrat haben – in Verbindung mit der erforderlichen Umsetzung einer

Wärmebilanz des Fensters

$$k_{eq,F} = k_F(1-D) - g \cdot S_F$$

g : Gesamtenergiedurchlaßgrad

S_F : Strahlungsgewinn - koeff. in $W/m^2 K$

$S_F = f(\bar{Q}_a, \bar{A}_F, \text{Himmelsr.})$

N	0,95
O/W	1,65
S	2,40

D : „Deckel“-faktor; temp. Wärmesch.

Abb. 12: Äquivalente k -Werte für Fenster (alternative Bilanzierung solarer Wärmegewinne); ein Deckelfaktor darf zur Erfüllung der Anforderungen nicht herangezogen werden

EG-Richtlinie (Ri 93/76/EWG vom 13. September 1993 zur Begrenzung der Kohlendioxidemissionen durch eine effizientere Energienutzung) – zu einer Einführung eines Heizwärmepasses (Heizwärmebedarfsausweis) für neue Gebäude geführt. In diesem Paß werden die Ergebnisse der Nachweise in geeigneter Form zusammengefaßt und dem Eigentümer/Nutzer zugänglich gemacht. Näheres ist in einer allgemeinen Verwaltungsvorschrift festzulegen.

In der Verordnung werden die Anforderungen, bauphysikalisch richtig, unter anderem als spezifische, auf das beheizte Volumen bezogene Werte ausgewiesen.

Die auf eine Nutzfläche bezogenen Werte bedürfen der Festlegung zusätzlicher Bedingungen (Geschoßhöhe, lichte Raumhöhe, Definition der Fläche). Der Wärmepaß wird es ermöglichen, je nach Gebäudenutzung neben den allgemein nach der Verordnung anzuwendenden spezifischen Werten auch auf Wohnflächen oder Hauptnutzflächen (z.B. bei Bürogebäuden) bezogene Wärmebedarfswerte auszuweisen.

Der Wärmepaß wird darüber hinaus die Möglichkeiten eröffnen, daß derjenige Bauherr oder Ersteller eines Gebäudes, der mehr für die Energieeinsparung tun will, dies künftig auch deklarieren kann.

Entwicklung der Anforderungen an den baulichen energiesparenden Wärmeschutz
k-Werte in $W/(m^2 \cdot K)$

	früher	WSchVO 1982	Niedrigenergiehaus
Außenwände	1,4	0,8 bis 0,6	0,65 bis 0,45
Fenster	5,2	3,1 bis 2,6	2,2 bis 1,4
Dach-, oberste Geschößdecken	1,0	0,5 bis 0,3	0,25 bis 0,15
Kellerdecken	0,8	0,7 bis 0,55	0,45 bis 0,30

Abb. 13: Entwicklung der Anforderungen an den baulichen energiesparenden Wärmeschutz; die Novelle der Verordnung ist eine erste Stufe eines Niedrigenergiehaus-Standards

9 Anforderungen für bauliche Änderungen im Gebäudebestand

Die Wärmeschutzverordnung richtet sich, wie ausgeführt, im Kern auf neue Gebäude.

Aber bereits die geltende Fassung enthält im 4. Abschnitt Anforderungen für bauliche Änderungen bestehender Gebäude. Anforderungen an den Wärmeschutz werden in bestimmten Fällen gestellt, wenn Bauteile erstmalig eingebaut, ersetzt oder erneuert werden oder das Gebäude um mindestens einen Raum erweitert wird.

Die Anforderungen beziehen sich auf solche Maßnahmen, die der Eigentümer, aus welcher Motivation heraus auch immer, von sich aus veranlaßt und die wirtschaftlich vertretbar sind.

Diese Vorschrift hat sich konzeptionell bewährt, die Umsetzung in die Praxis bringt nach wie vor Probleme, da eine Überwachung bislang nicht erfolgte (Abb. 16).

In der Neufassung der Wärmeschutzverordnung ist der Anwendungsbereich durch Maßnahmen an Außenwänden erweitert worden.

Des weiteren ist die bauliche Erweiterung eines Gebäudes nach dem ersten oder zweiten Abschnitt präzisiert worden.

Von besonderer Bedeutung sind die neu aufgenommenen Anforderungen an Außenwände. Der Bundesrat hat gefordert, daß in dem Falle der Erneuerung durch Bekleidungen oder Verschalungen sowie Mauerwerks-Vorsatzschalen, aber auch bei Einbau von Dämmschichten, der Wärmedurchgangs-

Spez. Heizwärmebedarf in Abhängigkeit von A/V

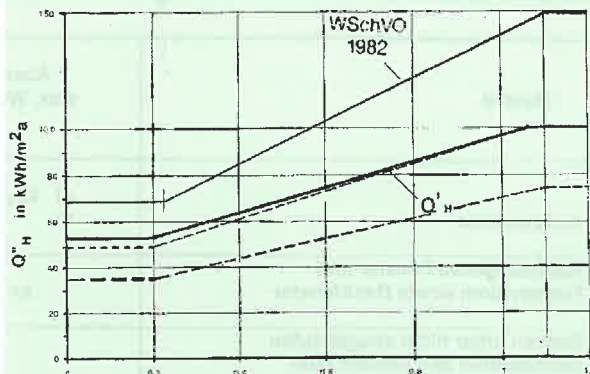


Abb. 14: Spezifischer Heizwärmebedarf in Abhängigkeit von A/V (der mittlere Gradenzug stellt das neue Anforderungsniveau dar; der mittlere gestrichelte Gradenzug entspricht den Anforderungen vor der geringfügigen Anpassung für den Mehrgeschoß-Wohnungsbau; der untere gestrichelte Gradenzug beschreibt – zur Orientierung – eine künftige Anforderungsstufe; Gebäude dieser Qualität werden bereits heute errichtet)

Anforderungen an den Wärmedurchgangskoeffizienten für einzelne Außenbauteile - Kleine Gebäude

Bauteil	max. Wärmedurchgangskoeffizient in $W/m^2 K$
Außenwände	$k_w \leq 0,50$
Außenliegende Fenster und Fenstertüren sowie Dachfenster	$k_{m, Feq} \leq 0,7$
Decken (nicht ausgebaute Dachräume u. Dachschrägen sowie Decken gegen Außenluft)	$k_D \leq 0,22$
Kellerdecken Wände u. Decken an Erdreich und gegen unbeh. Räume	$k_G \leq 0,35$

Abb. 15: Anforderungen an den Wärmedurchgangskoeffizienten für einzelne Außenbauteile bei kleinen Gebäuden; vereinfachter (alternativer) Nachweis für Gebäude bis zu zwei Vollgeschossen und nicht mehr als drei Wohnungen

koeffizient für Außenwände den Wert von $0,4 W/m^2.K$ nicht überschreiten darf. Diese Regelung hat insbesondere Bedeutung für alle Maßnahmen in

Begrenzung des Wärmedurchgangs bei erstmaligem Einbau, Ersatz und bei Erneuerung von Bauteilen

Bauteil	Gebäude nach	
	Abschnitt 1 max. Wärmedurchgangskoeffizient k_{max} in $W / (m^2 K)$	Abschnitt 2
Außenwände	a) $k_{VV} \leq 0,50$ *) b) $\leq 0,40$ **)	$\leq 0,75$
Außenliegende Fenster und Fenstertüren sowie Dachfenster	$k_F \leq 1,80$	-
Decken unter nicht ausgebauten Dachräumen und Decken (einschließlich Dachschrägen) nach oben und unten gegen die Außenluft	$k_D \leq 0,30$	$\leq 0,40$
Kellerdecken, Wände und Decken gegen unbeheizte Räume sowie das Erdreich	$k_G \leq 0,50$	-

*) Die Anforderung gilt als erfüllt, wenn Mauerwerk in Wanddicke von 36,5 cm und $\lambda \leq 0,21 W/(mK)$
 **) Bei Bekleidungen, Verschalungen und Einbau von Dämmschichten

Abb. 16: Begrenzung des Wärmedurchganges bei erstmaligem Einbau, Ersatz und bei Erneuerung von Bauteilen bei bestehenden Gebäuden (nach Abschnitt 1 und 2 der novellierten Verordnung)

Verbindung mit dem Einbau von Wärmedämmverbundsystemen, Vorhangfassaden oder sonstigen Bekleidungen bei den umfangreichen Sanierungs- und Instandsetzungsarbeiten bei Plattenbauten und sonstigen Gebäuden in den neuen Ländern. Die Anforderungen sind selbstverständlich auch in Verbindung mit staatlichen Fördermaßnahmen zu beachten, die heute in den neuen Bundesländern Instandsetzungs-, Sanierungs- und Modernisierungsmaßnahmen unterstützen.

Für den allgemeinen Fall der Erneuerung, erstmaligem Einbau oder Ersatz gelten für Außenwände Wärmedurchgangskoeffizienten von $\leq 0,5 W/m^2.K$.

Für den Fensterersatz oder den erstmaligen Einbau von Fenstern ist die Mindestanforderung mit $k_F \leq 1,8 W/m^2.K$ nach den Beratungen im Bundesrat festgelegt worden.

Für Betriebsgebäude enthält die Novelle nunmehr für Dachdecken und ähnlich zu bewertende Bauteile sowie für Außenwände bei Erneuerungen, erstmaligem Einbau und Ersatz Mindestanforderungen. Aus Gründen der Nutzung wurden für Fenster und den unteren Gebäudeabschluß für diese Gebäude keine Anforderungen festgelegt.

10 1997 ist die nächste Novelle zu erwarten

Die Bundesregierung hat in der Begründung die Prüfung einer weiteren Stufe mit einer Heizwärmebedarfsreduzierung von rd. 25% bis 35% zum

Ende dieses Jahrzehntes angekündigt. Die Bundesländer haben mit großer Mehrheit in Entschließungen zur Verordnung eine solche Stufe ebenfalls verlangt und durch eine Reihe Einzelmaßnahmen konkretisiert.

Danach soll bereits bis zum Beginn des Jahres 1997 der Entwurf einer erneuten Novelle mit dem Ziel vorgelegt werden, bei Neubauten den Heizwärmebedarf im oben genannten Rahmen zu reduzieren. Nach dem Willen des Bundesrates sollen die neuen Anforderungen bereits im Jahre 1999 in Kraft treten.

Es erweist sich als notwendig, Niedrigenergiehaus-Standards zu definieren. Die jetzige Novelle stellt eine erste Stufe eines Niedrigenergiehausstandards dar. Es ist erforderlich, bereits vorhandene unterschiedliche Niveaus für Niedrigenergiehäuser festzulegen, um die Verständigung unter allen Beteiligten zu erleichtern.

Die künftigen Maßnahmen müssen „ganzheitlich“ vorbereitet werden. Weitere Reduzierungen des Heizwärmebedarfs sind maßgeblich durch eine enge Zusammenführung und Abstimmung der baulichen und anlagentechnischen Maßnahmen, aber auch durch geeignete Gesamtkonzeptionen des Entwurfes zu erreichen. Aufgaben der Standsicherheit, des Brand- und Schallschutzes sowie des baulichen Wärmeschutzes greifen immer mehr ineinander.

Ankündigungsverhalten bei teilweisem Verlust des inneren Widerstandes

Mindestbewehrung aus Betonstahl führt zu Verbesserungen/ Sparsamer Umgang ist anzuraten

Spannbetontragwerke werden, das hat die Praxis bewiesen, in der Regel mit einer ausreichenden Sicherheit gegenüber planmäßiger Belastung entworfen. Übermäßige Belastungen kündigen sich im äußeren Erscheinungsbild an. Wie verhalten sich aber die Tragwerke bei einem sukzessiven Verlust des inneren Widerstandes? Dieser Frage sind einige Ingenieurwissenschaftler an der TH Darmstadt nachgegangen. Sie haben festgestellt, daß sich das Ankündigungsverhalten der Tragwerke bei Verlust der inneren Widerstände mit einer Mindestbewehrung aus Betonstahl verbessern läßt. Die erforderliche Betonstahlmenge ist abhängig von dem Betonquerschnitt, dem Verhältnis zwischen häufiger Last und Vollast sowie der Anzahl der Spannlieder. Für den Brückenbau entspricht diese Betonstahlfläche etwa der Bewehrungsmenge, die zur Begrenzung des Einzelrisses notwendig ist. Für den Hochbau muß unter Umständen eine wesentlich höhere Mindestbewehrung als zur Zeit oder eine schärfere Anforderung an die Mindestanzahl der Spannlieder verlangt werden. Mehrere kleine Spannlieder verbessern das Ankündigungsverhalten. Beim Entwurf zukünftiger Spannbetontragwerke ist dem Ingenieur indes anzuraten, mit der Vorspannkraft sparsam und gezielt umzugehen; eine zu groß gewählte Vorspannkraft verschlechtert sowohl das Ankündigungsverhalten als auch das Verformungsvermögen.

*Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. e.h. Gert König
leitet das Institut für Massivbau der Technischen
Hochschule Darmstadt*

1 Einleitung

Spannbetontragwerke werden in der Regel mit genügender Sicherheit gegenüber planmäßiger Belastung entworfen. Bei Überlastung werden sich ein ausgeprägtes Ribbild bzw. große Verformungen einstellen. Die Änderung des Tragverhaltens wird somit durch die Änderung des äußeren Erscheinungsbilds des Bauwerks angekündigt. Daß dieses Verhalten auch bei sukzessivem Verlust des inneren Widerstandes eintritt, ist bei vorhandenen Spannbetontragwerken nicht immer gewährleistet, wie in der letzten Zeit im Spannbetonbau aufgetretene Schadensfälle gezeigt haben.

Mit Einführung der europäischen Normen für den Brücken- und Hochbau wird angestrebt, bei allen künftig gebauten Tragwerken systematisch die gewünschte Robustheit zu erreichen. Dies bedeutet: Die Bauwerke sollen genügend Verformungsvermögen besitzen, und das Prinzip „Riß vor Kollaps“ soll gewährleistet sein.

Seit einiger Zeit wird an der Technischen Hochschule Darmstadt ein Forschungsvorhaben zu diesem Thema bearbeitet. Ziele des Vorhabens sind, die Robustheit zukünftiger Spannbetontragwerke zu erhöhen und ein Verfahren zur Beurteilung des Ankündigungsverhaltens vorhandener Spannbetontragwerke zu entwickeln. In diesem Beitrag werden die Zusammenhänge zur Gewährleistung der Forderung „Riß vor Kollaps“ bei Verlust des inneren Widerstandes (Ausfall der Spannlieder) und die Versuchsergebnisse zur Bestätigung der theoretischen Überlegungen zusammenfassend dargestellt.

2 Rechenannahmen

Da zu erwarten ist, daß im Regelfall die Schubrisse in Spannbetontragwerken für das Ankündigungsverhalten nicht maßgebend sind, wird in

der folgenden Herleitung zuerst davon ausgegangen, daß die Biegerisse in der vorgedrückten Zugzone gemäß DIN 4227 für alle Bereiche des Tragwerks das Ankündigungsverhalten bestimmen. Die Bestätigung dieser Annahme folgt in Abschnitt 4. Die Bedingung für die Rißbildung wird unter häufiger Last formuliert, da eine sichere Ankündigung nur gewährleistet werden kann, wenn sie unter tatsächlichen Bedingungen auch erkannt wird. Die häufige Last setzt sich aus der ständigen Last und einem Teil (Im Regelfall 40 bis 60 %) der Verkehrslast zusammen. Weiterhin werden folgende Annahmen getroffen:

- An jeder Stelle ist der Ausfall der Spannglieder bis zum Riß im Bauwerk unter häufigen Lasten möglich.
- Im Restquerschnitt verbleibender Spannstahl hat bis $\beta_{s,z}$ unveränderte Materialeigenschaften.
- Ankündigungsverhalten ist bei einem Dehnungszuwachs im verbleibenden Restspannstahl ab 10/100 zu erwarten.
- Die Restsicherheit nach der Rißbildung infolge Ausfalls der Spannglieder wird in den auflagnahen Bereichen (Lastschnittgröße \leq Rißschnittgröße) für die Rißschnittgrößen gewährleistet.

Die Zusammenhänge werden nachfolgend für gleichförmig verteilte Streckenlasten dargestellt.

3 Statisch bestimmte Systeme

3.1 Restspannstahlfläche bei Rißbildung

Beim sukzessiven Ausfall von Spannstahl kommt es im betrachteten Schnitt zur Rißbildung, wenn die folgende Bestimmungsgleichung erfüllt wird:

$$\sigma_{bu,\Delta q} - \frac{A_{z,r} \cdot \epsilon_v^{(0)} \cdot E_z}{A_b} - \frac{A_{z,r} \cdot \epsilon_v^{(0)} \cdot E_z \cdot y_{bz}}{W_{bu}} = \beta_{bz} \quad (1)$$

Mit
 σ_{bu} untere Betonrandspannung
 $A_{z,r}$ Restspannstahlquerschnitt bei Rißbildung infolge des Spannstahlausfalls
 A_b Fläche des Betonquerschnitts
 $\epsilon_v^{(0)}$ Vordehnung des Spannstahls
 E_z Elastizitätsmodul des Spannstahls

y_{bz} Abstand des Spannstahlschwerpunktes zum Querschnittschwerpunkt
 W_{bu} Widerstandsmoment der unteren Randfaser
 β_{bz} Zugfestigkeit des Betons

Der zum Zeitpunkt der Rißbildung verbliebene Restspannstahlquerschnitt $A_{z,r}$ im betrachteten Schnitt läßt sich hiermit angeben zu :

$$A_{z,r} = \frac{\sigma_{bu,\Delta q} - \beta_{bz}}{\epsilon_v^{(0)} \cdot E_z \left(\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bz}}{W_{bu}} \right)} = \frac{A_b \cdot \beta_{bz} \cdot k_0 \cdot (\alpha - 1)}{\epsilon_v^{(0)} \cdot (E_z \cdot k_0 + y_{bz})} \quad (2)$$

Mit
 k_0 oberer Kernpunkt $k_0 = W_{bu}/A_b$
 α Verhältnis zwischen unterer Betonrandspannung und Betonzugfestigkeit
 $\alpha = \sigma_{bu,\Delta q} / \beta_{bz}$

Die Gl. (2) läßt erkennen, daß der verbliebene Spannstahlquerschnitt nicht von der Menge des eingebauten Spannstahls abhängig ist. Wird bei gleichem Betonquerschnitt und Lastniveau mehr Vorspannkraft aufgebracht, muß entsprechend mehr Spannstahl ausfallen, bis dieser Ausfall durch Risse zu erkennen ist. Die Konsequenz für die Praxis lautet daraus, die Vorspannkraft nur in dem Maß aufzubringen, wie die Gebrauchsfähigkeitsnachweise dies erforderlich machen.

Das aufnehmbare Moment des Querschnitts mit dem Restspannstahlquerschnitt kann unter Berücksichtigung der Dehnungszunahme des Spannstahls im Bruchzustand ($\Delta \epsilon_v$) gegenüber dem Vorspannzustand und unter Berücksichtigung des inneren Hebelarms z_z berechnet werden:

$$M_{A_{z,r}} = \frac{A_b \cdot \beta_{bz} \cdot k_0 \cdot (\alpha - 1)}{\epsilon_v^{(0)} \cdot E_z \cdot (k_0 + y_{bz})} \cdot (\epsilon_v^{(0)} + \Delta \epsilon_v) \cdot E_z \cdot z_z \quad (3)$$

Mit dem Wirkungsgrad des Spannstahls

$$\eta = \frac{\epsilon_v^{(0)} + \Delta \epsilon_v}{\epsilon_v^{(0)}}$$

kann für eine beliebige Stelle $\xi = x/l$ des Trägers entsprechend geschrieben werden:

$$M_{A_{z,r}}(\xi) = \frac{A_b \cdot \beta_{bz} \cdot k_0 \cdot [\alpha(\xi) - 1]}{[k_0 + y_{bz}(\xi)]} \cdot \eta \cdot z_z(\xi) \quad (4)$$

Abb. 1 zeigt als Beispiel die Verläufe der aufnehmbaren Momente des vollen Spannstahlquer-

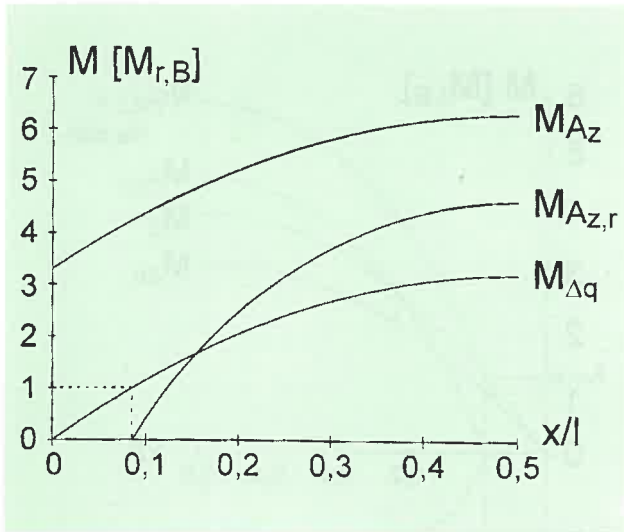


Abb. 1

schnitts M_{A_z} und des Restspannstahlquerschnitts $M_{A_{z,r}}$ im Vergleich zu dem Moment infolge häufiger Last $M_{\Delta q}$ für einen Rechteckquerschnitt. In diesem Beispiel wird das Belastungsniveau $m = 4$, das Verhältnis zwischen häufiger Last Δq und voller Last $q/\Delta q = \lambda = 1,25$ und $y_{bz,max} = 0,45 d$ gesetzt

Für die weitere Beurteilung der Ankündigung soll die Restsicherheit γ_r gegenüber Vollast q über die ganze Trägerlänge berechnet werden. Nur wenn an jeder Stelle $\gamma_r \geq 1,0$ ist, kann von einer sicheren Ankündigung gesprochen werden. Die Restsicherheit γ_r für eine beliebige Stelle eines Trägers kann durch Erweiterung der Gl. (3) ermittelt werden:

$$\gamma_r(\xi) = \frac{M_{A_{z,r}}(\xi)}{M_q(\xi)} = \frac{A_b \cdot \beta_{bz} \cdot k_0 \cdot [\alpha(\xi) - 1]}{M_q(\xi) \cdot [k_0 + y_{bz}(\xi)]} \cdot \eta \cdot z_z(\xi) \quad (5)$$

Abb. 2 zeigt das aufnehmbare Moment des Restspannstahlquerschnitts $M_{A_{z,r}}$ im Vergleich zu dem Moment infolge der Vollast M_q und die zugehörige Restsicherheit γ_r für das Beispiel gemäß Abb. 1.

Betrachtet man **Abb. 1** und **Abb. 2** zusammen, so können für jeden Einfeldträger aus Spannbeton bei der Untersuchung des Lastfalls Spanngliedausfall drei Bereiche unterschieden werden:

Im ersten Bereich, in dem $M_{\Delta q} \leq M_{r,B}$ ist, kann der gesamte Spannstahl ohne ein äußeres Anzeichen ausfallen. Dies ist auch verständlich, da in diesem Bereich der intakte unbewehrte Betonquerschnitt das Lastmoment $M_{\Delta q}$ aufnehmen kann. Bei Abnahme der Zugfestigkeit des Betons unter Dauerbelastung nach dem Ausfall des Spannstahls oder bei Lastzunahme über die häufige Last Δq hinaus, wird dieser Bereich ohne Vorankündigung versagen.

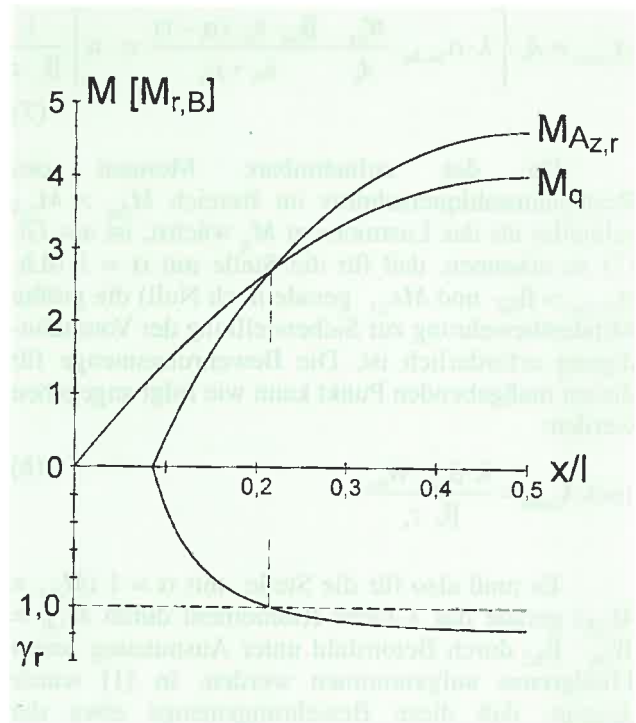


Abb. 2

Im zweiten Bereich, bei dem $M_{A_{z,r}} \leq M_q$ ist, kommt es zur Rißbildung bei teilweisem Ausfall des Spannstahls. Von einer sicheren Ankündigung kann aber nicht gesprochen werden, da die Restsicherheit in diesem Bereich kleiner als 1,0 ist. Nur im dritten Bereich, in dem $M_{A_{z,r}} \geq M_q$ ist, ist eine sichere Ankündigung gewährleistet. Um eine sichere Ankündigung an jeder Stelle des Trägers zu erreichen, muß prinzipiell in jedem Spannbetonbauteil zusätzlich zum Spannstahl eine Bewehrung aus Betonstahl eingelegt werden. Die notwendige Menge des Betonstahls wird im nächsten Abschnitt ermittelt.

3.2 Erforderliche Betonstahlfläche

Die erforderliche Betonstahlfläche $A_{s,min}$ kann aus der Bedingung zur Einhaltung der Bruchsicherheit mit einem verminderten Sicherheitsfaktor von $\gamma_r = 1,0$ ermittelt werden. Die Bestimmungsgleichung lautet:

$$1,0 \cdot \lambda \cdot \sigma_{bu,\Delta q} \cdot W_{bu} - A_{z,r} \cdot E_z \cdot (\epsilon_v^{(0)} + \Delta \epsilon_v) \cdot z_z = \beta_s \cdot A_{s,min} \cdot z_s \quad (6)$$

Mit

- $A_{s,min}$ erforderliche Bewehrung aus Betonstahl
- β_s Fließgrenze des Betonstahls
- z_s innerer Hebelarm des Betonstahls im Bruchzustand

Mit der Gl. (2) für kann die Mindestbewehrung $A_{s,min}$ wie folgt bestimmt werden:

$$A_{s,min} = A_b \cdot \left[\lambda \cdot \sigma_{bu,\Delta q} \cdot \frac{W_{bu}}{A_b} - \frac{\beta_{bz} \cdot k_0 \cdot (\alpha - 1)}{k_0 + \gamma_{bz}} \cdot z_z \cdot \eta \right] \cdot \frac{1}{\beta_s \cdot z_s} \quad (7)$$

Da das aufnehmbare Moment des Restspannstahlquerschnitts im Bereich $M_{\Delta q} > M_{r,B}$ schneller als das Lastmoment M_q wächst, ist aus Gl. (7) zu erkennen, daß für die Stelle mit $\alpha = 1$ (d.h. $\sigma_{bu,\Delta q} = \beta_{bz}$ und $M_{A_z,r}$ gerade noch Null) die größte Mindestbewehrung zur Sicherstellung der Vorankündigung erforderlich ist. Die Bewehrungsmenge für diesen maßgebenden Punkt kann wie folgt angegeben werden:

$$\max A_{s,min} = \frac{\lambda \cdot \beta_{bz} \cdot W_{bu}}{\beta_s \cdot z_s} \quad (8)$$

Es muß also für die Stelle mit $\alpha = 1$ ($M_{\Delta q} = M_{r,B}$) gerade das λ -fache Reißmoment durch $M_{r,B} = W_{bu} \cdot \beta_{bz}$ durch Betonstahl unter Ausnutzung seiner Fließgrenze aufgenommen werden. In [1] wurde gezeigt, daß diese Bewehrungsmenge etwa der Schlaffstahlfläche entspricht, die in den Bereichen größerer Momente zur Begrenzung des Einzelrißes benötigt wird. Aus diesem Grund ist es müßig, die Mindestbewehrung entsprechend der erforderlichen Restsicherheit $\gamma_r \geq 1,0$ abzustufen. Für die Praxis ist anzuraten, die Bewehrung über die ganze Balkenlänge einzulegen.

Unter der Annahme, daß die maximale Mindestbewehrung über die gesamte Länge des Balkens eingelegt wird, ergibt sich folgende Restsicherheit:

$$\gamma_r(\xi) = \frac{1}{M_q(\xi)} \cdot \left(\frac{A_b \cdot \beta_{bz} \cdot k_0 \cdot [\alpha(\xi) - 1]}{k_0 + \gamma_{bz}(\xi)} \cdot \eta \cdot z_s(\xi) + \lambda \cdot \beta_{bz} \cdot W_{bu} \right) \quad (9)$$

Abb. 3 zeigt den Einfluß der Mindestbewehrung auf das aufnehmbare Moment und die Restsicherheit bei Rißbildung für das Beispiel gemäß Abb. 1.

3.4. Berücksichtigung der Spanngliedgröße

Erfahrung mit Korrosionsschäden an Spannbetontragwerken belegen, daß selten ein einzelner Draht alleine bricht. Vielmehr kann unter schlechten Randbedingungen eher ein gemeinsamer Fehler aller Drähte oder Litzen eines Spanngliedes an einer eng begrenzten Stelle auftreten. Wird dies auf das Berechnungsmodell übertragen, erhält man für $A_{z,r}$ und damit für $M_{A_z,r}$ eine Treppenkurve mit den Sprungstellen $i \cdot \Delta$, wobei Δ das aufnehmbare Moment eines Spannglieds ist. Vereinfacht läßt sich das aufnehmbare Moment der Restspannglieder wie folgt schreiben:

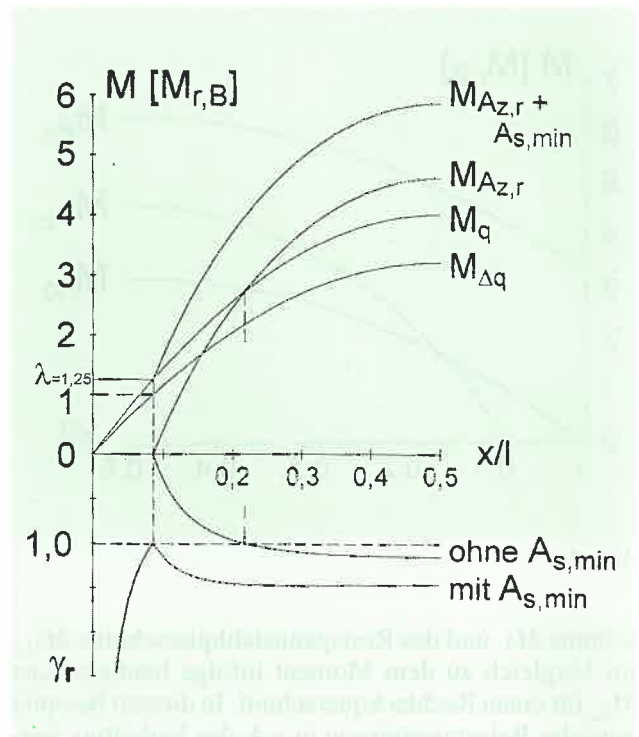


Abb. 3

$$M_{A_z,r(Trepp)}(\xi) = \Delta \cdot \left(\frac{M_{A_z,r(stetig)}(\xi)}{\Delta} \right) \quad (10)$$

- Mit
- $M_{A_z,r(stetig)}$ aufnehmbares Moment des Restspannstahlquerschnitts entsprechend Gl. (4)
 - $M_{A_z,r(Trepp)}$ aufnehmbares Moment der verbleibenden Restspannglieder
 - Δ aufnehmbares Moment eines Spannglieds

In obiger Gleichung darf der in Klammern gesetzte Ausdruck nur ganze Zahlen annehmen, d.h., alle Stellen hinter dem Komma werden abgeschnitten (z. B. 3,8 → 3,0). Das ist verständlich, da bei diesem Schadensszenario die Stahlfläche eines ganzen Spannglieds gleichzeitig oder in relativ kurzer Zeit ausfällt. Zur Verdeutlichung zeigt Abb. 4 einen Vergleich zwischen $M_{A_z,r(stetig)}$ des kontinuierlichen und $M_{A_z,r(Trepp)}$ des spanngliedweisen Ausfalls.

Die Berücksichtigung der Spanngliedgröße hat zur Folge, daß die Anzahl der Spannglieder eine entscheidende Rolle für die Restsicherheit bei Spanngliedausfall spielt. Je größer die Fläche eines Spannglieds ist, desto größer ist der Verlust der Tragfähigkeit beim Ausfall eines Spannglieds und desto größer ist der Bereich, in dem die Rißbildung erst bei Ausfall aller Spannglieder eintritt. In Abb. 4 wird das aufnehmba-

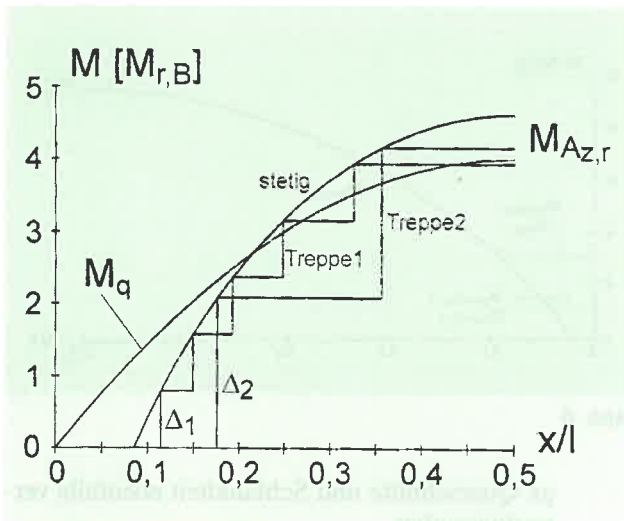


Abb. 4

re Moment $M_{A_{z,r}(Treppe)}$ für zwei verschiedene Spannabstände zeigt (Treppe 1 und Treppe 2).

Wie bereits im Abschnitt 3.4 gezeigt wird, liegt der maßgebende Punkt für die Ermittlung der Mindestbewehrung aus Betonstahl zur Gewährleistung einer sicheren Ankündigung immer an der Stelle, wo das aufnehmbare Moment des Restspannstahls gerade gleich Null ist. Bei spanngliedweisem Ausfall wird dieser Punkt zur Tragwerksmitte hin verschoben. Die Größe der Verschiebung hängt von der Größe des einzelnen Spannglieds ab. Hierdurch ist eine erhöhte Mindestbewehrung gegenüber kontinuierlichem Ausfall notwendig, um an jeder Stelle eine Restsicherheit $\gamma_r \geq 1$ zu erreichen. Die erhöhte Mindestbewehrung kann wie folgt angegeben werden:

$$\max \cdot A_{s,min} = \lambda \cdot \frac{\beta_{bz} \cdot W_{bu} \cdot f}{\beta_s \cdot z_s} \quad (11)$$

Der Vergrößerungsfaktor f hängt von der Größe des einzelnen Spannglieds und somit von der Verschiebung des maßgebenden Punktes ab. Er kann wie folgt bestimmt werden:

$$f = \frac{4 \cdot m}{\lambda} \cdot [\xi^0 - (\xi^0)^2] \quad (12)$$

Hierbei ist ξ^0 die Stelle, an der das erste Restspannglied wirksam wird. Diese Gleichung verdeutlicht noch einmal die Bedeutung der Spannabstände, denn bei Zunahme der Spannabstände nimmt ξ^0 ab und somit ebenfalls der Faktor f . Falls das erste Restspannglied erst an der Stelle $\zeta = 0,5$ wirksam wird, dann muß die Bewehrung aus Betonstahl so bemessen werden, daß sie die äußere Last mit 1,0-facher Sicherheit aufnehmen kann.

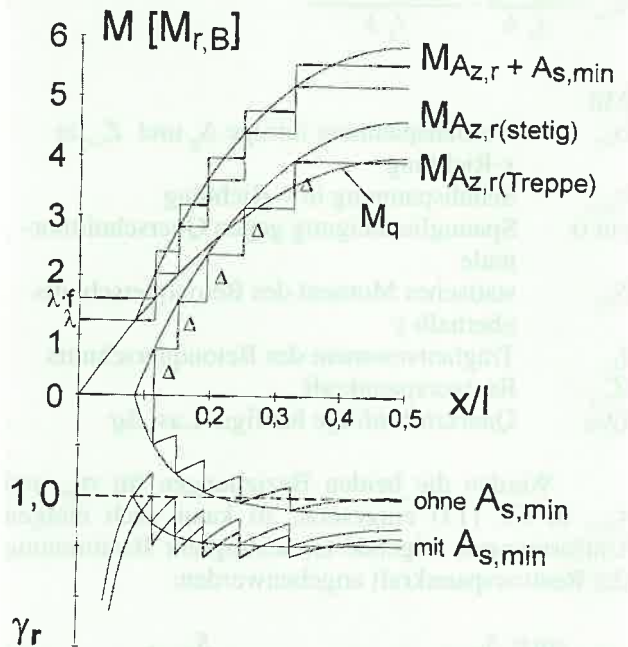


Abb. 5

Abb. 5 zeigt den Einfluß der Spannabstände auf das aufnehmbare Moment und die Restsicherheit für das Beispiel gemäß Abb. 1. Hierbei wird $\Delta = 0,5 \cdot M_{r,B}$ gewählt. Man erkennt, daß für dieses Beispiel eine Erhöhung der Mindestbewehrung um den Faktor 1,3 nötig ist, um eine Sicherheit $\gamma_r \geq 1$ an jeder Stelle zu erreichen.

4 Berücksichtigung der Querkraft und der Spannabstände

Wird der Einfluß der Querkraft und der Spannabstände auf die Ribbildung bei Spannabstandsfall berücksichtigt, so kann die Gl. (1) für die Hauptzugspannung σ_1 modifiziert werden. Es gilt jetzt:

$$\sigma_{bl} = \frac{\sigma_{bx}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{bx}}{2}\right)^2 + \tau_{bxy}^2} \quad (13)$$

In obiger Gl. bedeuten:

$$\sigma_{bx} = \frac{M_{\Delta q}}{I_b} \cdot y - Z_{v,r} \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bz}}{I_b} \cdot y\right)$$

$$\tau_{bxy} = \frac{Q_{\Delta q} \cdot S_{by}}{I_b \cdot b} - \frac{Z_{v,r} \cdot \sin \alpha \cdot S_{by}}{I_b \cdot b}$$

Mit

- σ_{bx} Normalspannung infolge Δq und $Z_{v,r}$ in x-Richtung
- τ_{bxy} Schubspannung in y-Richtung
- $\sin \alpha$ Spanngliedneigung gegen Querschnittnormale
- S_{by} statisches Moment des Betonquerschnitts oberhalb y
- I_b Trägheitsmoment des Betonquerschnitts
- $Z_{v,r}$ Restvorspannkraft
- $Q_{\Delta q}$ Querkraft infolge häufiger Last Δq

Werden die beiden Beziehungen für σ_{bx} und τ_{bxy} in Gl. (13) eingesetzt, so kann nach einigen Umformungen folgende Gleichung zur Bestimmung der Restvorspannkraft angegeben werden:

$$Z_{v,r}^2 \left(\frac{\sin \alpha \cdot S_{by}}{I_b \cdot b} \right)^2 - Z_{v,r} [2 Q_{\Delta q} \cdot \sin \alpha \left(\frac{S_{by}}{I_b \cdot b} \right)^2 + \beta_{bz} \left(\frac{y_{bz}}{I_b} \cdot y + \frac{1}{A_b} \right)] + \left(\frac{Q_{\Delta q}}{I_b \cdot b} \cdot S_{by} \right)^2 - \beta_{bz}^2 + \frac{M_{\Delta q}}{I_b} \cdot y \cdot \beta_{bz} = 0 \quad (14)$$

Wird dieser Ausdruck nach $Z_{v,r}$ aufgelöst, so kann in ähnlicher Weise wie bisher die Restspannstahlfläche und somit das aufnehmbare Moment bestimmt werden. Anders als bei reiner Biegung muß hierbei jedoch für jeden betrachteten Schnitt x in y-Richtung die Stelle mit der größten Restvorspannkraft $Z_{v,r}$ gefunden werden. Liegt dieser Punkt am Rand des Querschnitts, so haben Querkraft und Spanngliedneigung keinen Einfluß auf das Ankündigungsverhalten. Eine ausführliche Auswertung in [2] zeigt daß

- beim Rechteckquerschnitt das Ankündigungsverhalten infolge der Berücksichtigung der Querkraft und Spanngliedneigung erst dann besser wird, wenn die Schlankheit $\lambda_l \leq 8$ ($\lambda_l = l/d$) und das Belastungsniveau $m \geq 10$ sind
- der Einfluß der Querkraft und Spanngliedneigung beim Plattenbalken etwas größer im Vergleich zum Rechteckquerschnitt ist. Aber auch hier ist erst bei gedregenden Trägern und unrealistisch hohen Belastungsniveaus der Einfluß der Querkraft bemerkbar. ($\lambda_l = 10$ und Belastungsniveau $m \geq 15$)
- beim Hohlkasten ist der Einfluß der Querkraft und Spanngliedneigung für gängi-

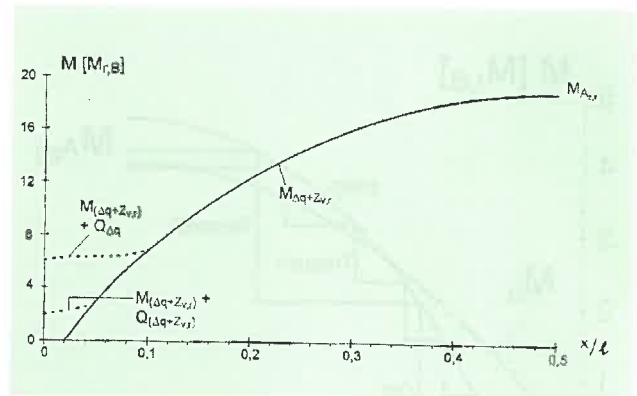


Abb. 6

ge Querschnitte und Schlankheit ebenfalls vernachlässigbar.

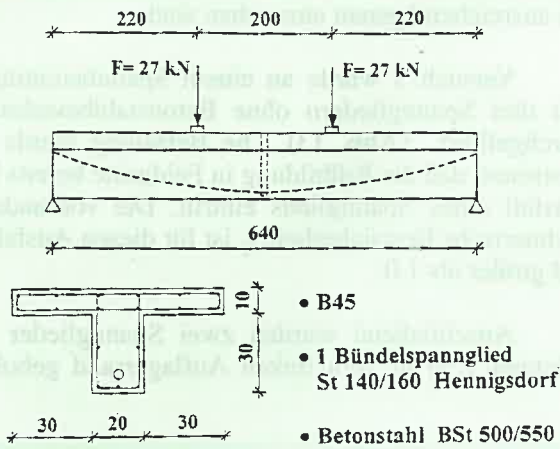
Bedenkt man, daß im Spannbetonbau gewöhnlich bei großer Schlankheit auch große Belastungsniveaus und umgekehrt auftreten, so kann die Wirkung der Querkraft und Spanngliedneigung für das Ankündigungsverhalten allgemein vernachlässigt werden. Zur Vollständigkeit wird im **Abb. 6** der Einfluß der Querkraft und Spanngliedneigung auf das aufnehmbare Moment des Restspannstahls dargestellt. In diesem Beispiel wird ein einfeldriger Plattenbalken mit einer Schlankheit $\lambda = 10$ und einem Belastungsniveau $m = 15$ gewählt. Der Spanngliedverlauf ist parabolisch mit $y_{bz,max} = 0,65$ m.

5 Versuche zur Bestätigung der theoretischen Ansätze

Zur Bestätigung der theoretischen Ansätze wurden bisher insgesamt fünf Versuche durchgeführt.

Die ersten beiden Versuche dienten vorwiegend zur Überprüfung der Annahmen zum Ankündigungsverhalten, d.h. ob die Rißbildung beim erwarteten Ausfallgrad tatsächlich eintritt. Insbesondere sollte dabei die Wirkung der örtlich induzierten Scheibenspannungen durch die Rückverankerung der ausfallenden Vorspannkraft auf das Ankündigungsverhalten untersucht werden. Dazu wurde an zwei mit Bündelspanngliedern vorgespannten einfeldrigen Spannbetonbalken unter Last ein Teil der Spannbewehrung in Balkenmitte gezielt durch Bohren zerstört, indem die betreffenden Einzeldrähte durch zwei das Spannglied kreuzende Rohre gemäß **Abb. 7** geführt wurden. Die äußere Last war so gewählt, daß bei Ausfall von 6 der 14 Einzeldrähte die untere Betonrandspannung gerade die Zugfestigkeit des Betons erreicht.

VERSUCH 1



Bohrvorrichtung für Bündelspannglied

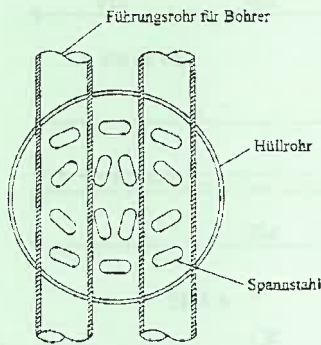


Abb. 7

Der Versuch lief wie folgt ab: In den ersten drei Laststufen wurde die Last stufenweise bis auf Gebrauchslastniveau gesteigert, in den Laststufen 4 bis 11 wurde jeweils ein Draht gebohrt, in Laststufe 12 entlastet und anschließend in den Laststufen 13 bis 20 die Last bis zum Bruch gesteigert. In jeder Laststufe wurden die Durchbiegung, der Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe und die Rißbreite gemessen.

In **Abb. 8** ist der nach linearer Handrechnung ermittelte Zeitpunkt der Rißbildung markiert. Die Rißbildung am unteren Querschnittsrand sollte planmäßig in Laststufe 9 einsetzen. Sowohl in der nichtlinearen FE-Nachrechnung als auch im Versuch trat die Rißbildung am unteren Rand erst eine Laststufe später auf. Dies läßt sich mit der Wirkung der örtlichen Scheibenspannungen infolge der Rückverankerung der ausgefallenen Vorspannkraft erklären. Infolge dieser Spannungen stellt sich die Randspannung etwas kleiner als nach der linearen Theorie ermittelt ein. Zur Verdeutlichung zeigt **Abb. 9**

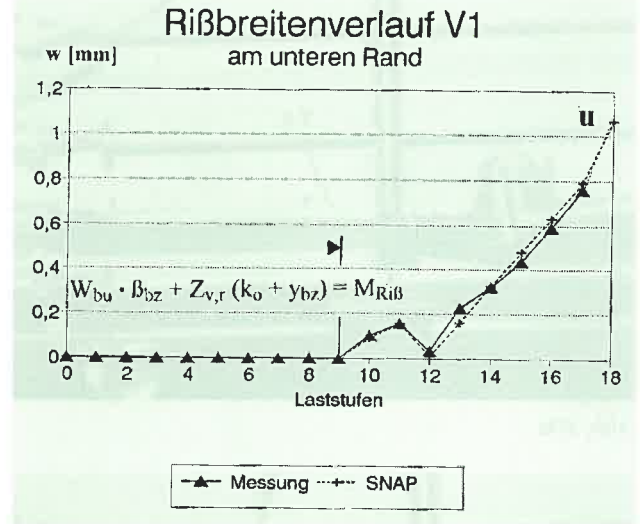


Abb. 8

Spannungsverlauf über Querschnittshöhe bei einem Ausfallgrad von 35.06% = LS8

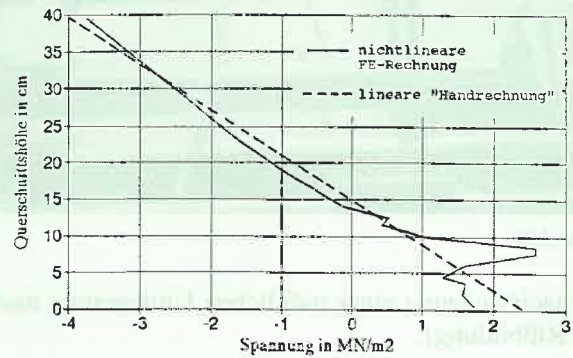


Abb. 9

den Spannungsverlauf über die Querschnittshöhe kurz vor der tatsächlichen Rißbildung (Laststufe 8). Während in Höhe des Spannglieds die Zugfestigkeit bereits erreicht wird und der Querschnitt an dieser Stelle aufreißt, liegt die untere Randspannung aber durch die Wirkung der örtlichen Scheibenspannungen noch unterhalb der Betonzugfestigkeit. Erst bei Laststufe 10 wird die Zugfestigkeit am unteren Rand überschritten. Dadurch öffnet sich der Querschnitt bis zum unteren Rand

Im Versuch zeigte der Balken genau dieses Verhalten: **Abb. 10a** und **Abb. 10b** belegen die Rißbildung in den Laststufen 9 und 10.

Der zweite Versuchskörper (**Abb. 11**) diente der Überprüfung, ob auch bei sehr massiver Zugzone die erwartete Rißbildung eintritt. Zu diesem Zweck wurde ein umgekehrter Plattenbalken untersucht. Er simuliert das Ankündigungsverhalten im negativen Momentenbereich eines Durchlaufträgers (unter

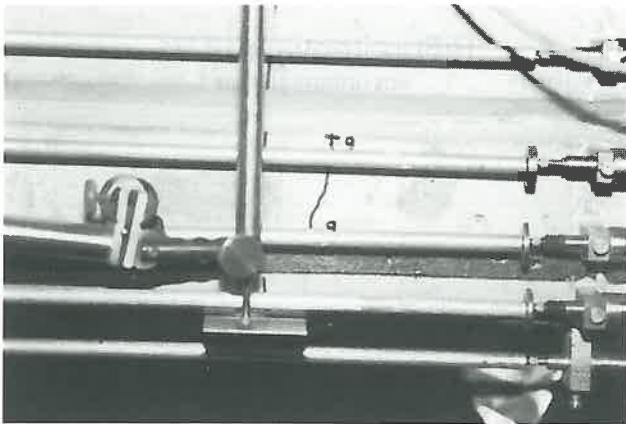


Abb. 10a

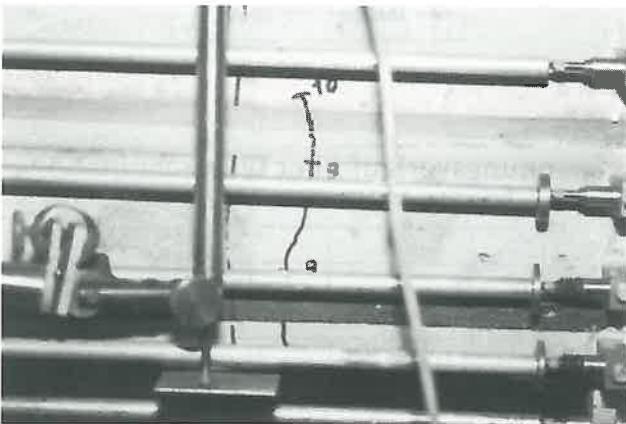


Abb. 10b

Vernachlässigung einer möglichen Umlagerung nach der Rißbildung).

Abb. 12 stellt die im Versuch gemessenen Ergebnisse den Ergebnissen der FE-Berechnung gegenüber. Es läßt sich wiederum von einer guten Übereinstimmung sprechen. Im Vergleich mit der linearen Berechnung ist das tatsächliche Rißmoment auch hier etwas größer. Die Abweichung gegenüber dem mit der linearen Theorie ermittelten Rißmoment ist vergleichbar mit der Abweichung im ersten Versuch. Die Rißentwicklung beginnt lokal begrenzt im Bereich der Spannliedschwächung auf der Unterseite der Platte. Bis zum Bruchzustand konnte in Übereinstimmung mit der Berechnung ein deutliches Ankündigungsverhalten beobachtet werden.

Die bisherigen FE-Berechnungen haben gezeigt, daß die Wirkung der örtlich induzierten Scheibenspannung u.a. von der Querschnittsgeometrie, dem Verbundverhalten und der Lage des Spannlieds im Querschnitt abhängen. Da diese Spannungen einen negativen Einfluß auf das Ankündigungsverhalten haben können und in der obigen Herleitung nicht berücksichtigt wurden, wird zur Zeit eine Parameterstudie durchgeführt, um quantitative Aussagen über die maximale Größe des Einflusses

machen zu können. Es ist aber zu erwarten, daß der Einfluß dieser Spannungen infolge der Rückverankerung der Vorspannkraft nicht wesentlich ist, so daß die mit der linearen Theorie erzielten Ergebnisse als ausreichend genau anzusehen sind.

Versuch 3 wurde an einem Spannbetonträger mit drei Spannliedern ohne Betonstahlbewehrung durchgeführt (Abb. 13). Die Belastung wurde so bestimmt, daß die Rißbildung in Feldmitte bereits bei Ausfall eines Spannlieds eintritt. Die vorhandene rechnerische Restsicherheit γ_r ist für diesen Ausfallgrad größer als 1,0.

Anschließend wurden zwei Spannlieder im Abstand 1,50 m vom linken Auflagerrand gebohrt.

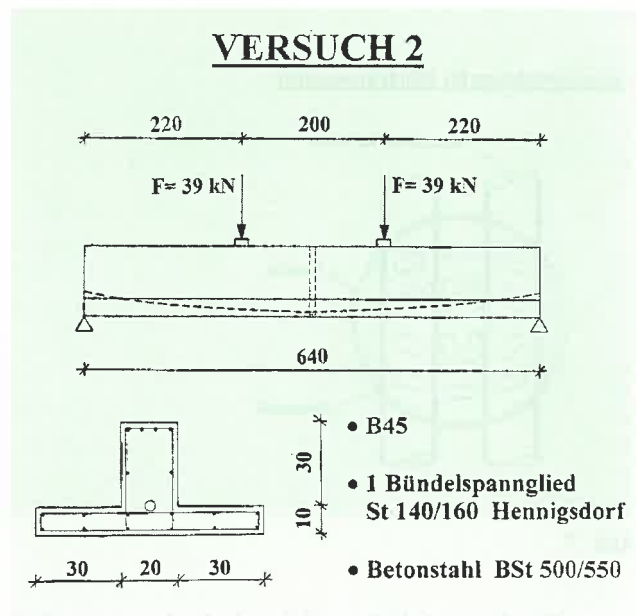


Abb. 11

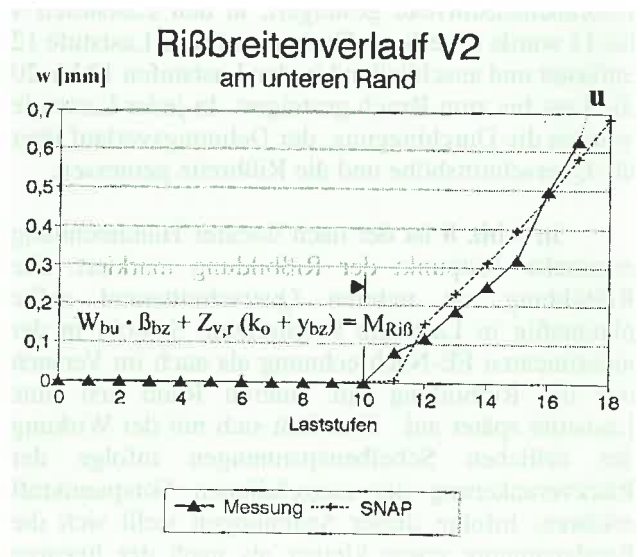


Abb. 12

VERSUCH 3

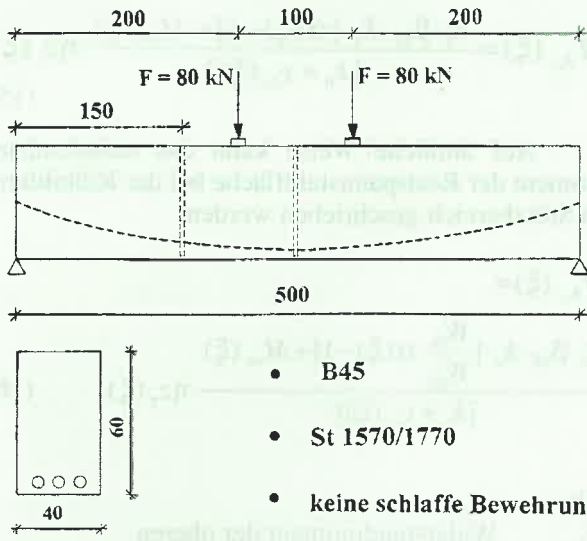


Abb. 13

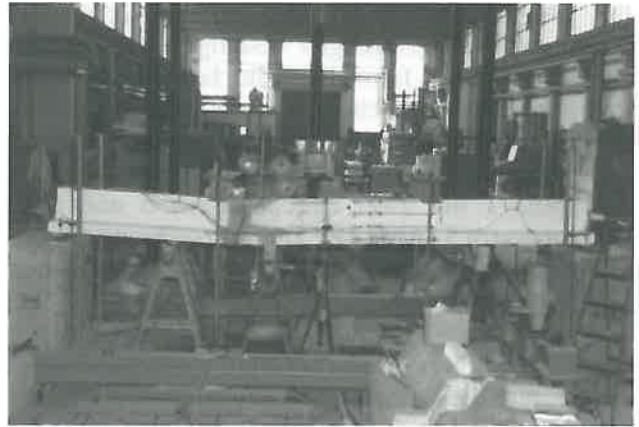


Abb. 16

Während nach Ausfall des ersten Spannstranges der Querschnitt im Zustand I blieb, überschritt nach Durchbohren des zweiten Spannstranges die Spannung infolge der äußeren Last die Zugfestigkeit des Betons an der Randfaser. Das verbliebene Spannstrang war aber nicht in der Lage, allein die äußere Last aufzunehmen - die Restsicherheit sank unter 1,0. Mit diesem Versuch konnten die theoretischen Überlegungen über die kritischen Bereiche ohne Vorankündigung bestätigt werden. **Abb. 14** zeigt den Versuchsträger nach dem Versuchsende: In Balkenmitte erkennt man den Bereich mit Ankündungsverhalten und im Gegensatz dazu die Bruchstelle, die keine Vorankündigung durch Ribbildung aufweist.

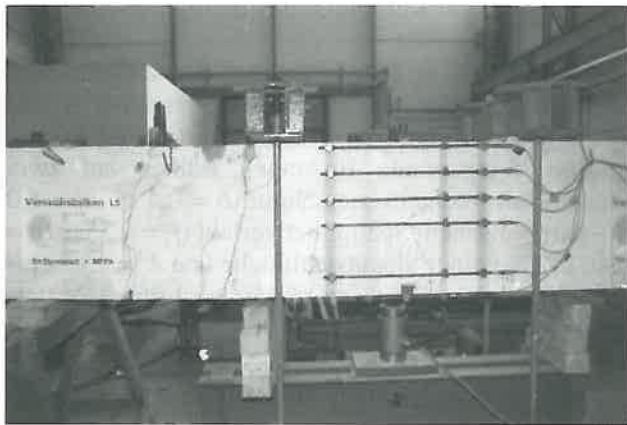


Abb. 14

Gegenstand der darauffolgenden Untersuchung war die Absicherung der Überlegungen zur erforderlichen Mindestbewehrung, die Riß vor Bruch sicherstellen soll. Hierzu wurden die Versuche 4 (**Abb. 15**) und 5 konzipiert, die an Plattenbalken mit zentrischer Vorspannung durchgeführt wurden. Die kritischen Bereiche (kleines Lastmoment) wiesen verschiedene Bewehrungsgrade an schlaffer Bewehrung auf. Der Versuchsaufbau des Versuchs 5 ist gleich wie Versuch 4, nur der Plattenbalken wurde umgedreht.

VERSUCH 4

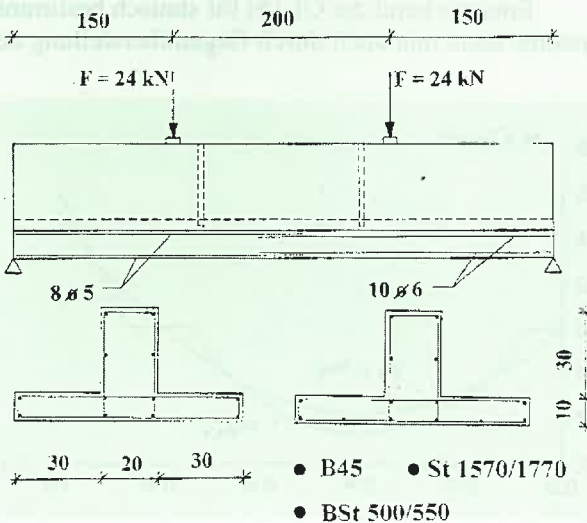


Abb. 15



Abb. 17

Beide Versuche lieferten Ergebnisse, die die theoretischen Überlegungen bestätigen. Die Balken versagten in den Bereichen, die bei Eintreten der Ribbildung die Restsicherheit von 1,0 unterschreiten. Für Versuch Nr. 4 geschieht dies an der Stelle 1 mit 8 Durchmessern 5 (Abb. 16) und für Versuch Nr. 5 an der Stelle 1 mit zwei Durchmessern 6 und zwei Durchmessern 5 (Abb. 17). Diese Bewehrungsmenge entspricht jeweils der nach DIN 4227 einzulegenden Mindestbewehrung.

Auffälligerweise ist bei allen Versuchen festzustellen, daß die tatsächlichen Bruchlasten allgemein größer als die mit der theoretischen Fließgrenze der Stähle ermittelten sind. Die Ursache liegt in der höheren Festigkeit sowohl des Betonstahls als auch des Spannstahls. Die in den Versuchen verwendeten Betonstähle wiesen immer eine Fließgrenze von etwa 600 N/mm² auf. Dies führt zu der Überlegung, daß es sinnvoll und vertretbar erscheint, die Mittelwerte der Fließgrenze der Stähle gemäß EC2 in den jeweiligen Gleichungen einzusetzen.

6 Statisch unbestimmtes System

6.1 Restspannstahlfläche und Restsicherheit

In den vorangegangenen Abschnitten wurde die Herleitung zur Bestimmung der Mindestbewehrung und der Mindestanzahl der Spannglieder zur Sicherstellung der Vorankündigung für statisch bestimmte Systeme bei Ausfall von Spanngliedern durchgeführt. Für statisch unbestimmte Systeme gelten im Prinzip die gleichen Zusammenhänge. Eine Besonderheit hierbei ist aber das Zwangsmoment M_{vx} infolge der Vorspannung. Dieses Moment wird durch einen lokalen Ausfall von Spanngliedern nicht verändert. Auch bei gleichmäßig ausgeprägter Ribbildung im Feld- und Stützenbereich ist keine nennenswerte Änderung des Zwangsmoments infolge der Vorspannung zu erwarten, da das Zwangsmoment nur vom Verhältnis der Steifigkeiten Feld/Stütze aber nicht von deren absoluter Größe abhängig ist. Somit kann angenommen werden, daß das Zwangsmoment aus Vorspannung eine Systemgröße darstellt, das in der folgenden Herleitung in allen Zuständen unverändert beibehalten wird. Bei statisch unbestimmten Systemen muß neben dem Feld- natürlich auch der Stützbereich in bezug auf das Ankündigungsverhalten betrachtet werden.

Das aufnehmbare Moment der Restspannstahlfläche im Feldbereich kann bei Berücksichtigung

des Zwangsmoments M_{vx} entsprechend Gl. (4) angegeben werden:

$$M_{A_{z,r}}(\xi) = \frac{A_b \cdot \beta_{bz} \cdot k_0 \cdot [\alpha(\xi) - 1] + M_{vx}(\xi)}{[k_0 + y_{bz}(\xi)]} \cdot \eta_{z_z}(\xi) \quad (15)$$

Auf ähnliche Weise kann das aufnehmbare Moment der Restspannstahlfläche bei der Ribbildung im Stützbereich geschrieben werden:

$$M_{A_{z,r}}(\xi) = \frac{A_b \cdot \beta_{bz} \cdot k_u \cdot \left[\frac{W_{bu}}{W_{bo}} \cdot \alpha(\xi) - 1 \right] + M_{vx}(\xi)}{[k_u + y_{bz}(\xi)]} \cdot \eta_{z_z}(\xi) \quad (16)$$

Mit	
W_{bo}	Widerstandsmoment der oberen Randfaser
M_{vx}	Zwangsmoment aus Vorspannung
k_u	unterer Kernpunkt des Betonquerschnitts

Abb. 18 zeigt als Beispiel das aufnehmbare Moment für den Restspannstahlquerschnitt $A_{z,r}(\xi)$ sowie das Gesamtmoment aus Vollast q und Zwang infolge Vorspannung für einen Balken auf zwei Stützen mit Rechteckquerschnitt ($b = 0,4 \text{ m}$, $d = 1,0 \text{ m}$), parabolischem Spanngliedverlauf ($f_s = 0,55 \text{ m}$, $a = 0,40 \text{ m}$) und einer Spannstahlfläche von $A_z = 15,5 \text{ cm}^2$ sowie einer Vorspannkraft von $Z_v = 1,463 \text{ MN}$ (aus einer Vorbemessung).

Das Zwangsmoment aus Vorspannung am mittleren Auflager ergibt sich zu:

$$M_{vx} = Z_v \cdot (f_s - a) = 1,463 \cdot (0,55 - 0,40) = 0,220 \text{ MNm}$$

Entsprechend der Gl. (5) für statisch bestimmte Systeme kann nun auch durch Gegenüberstellung des

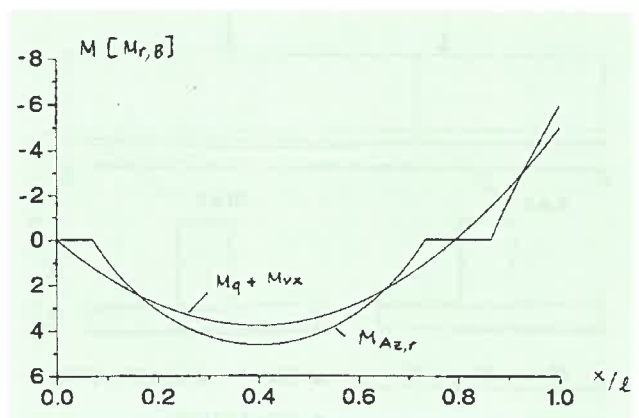


Abb. 18

aufnehmbaren Moments $M_{A_{z,r}}$ und der Summe der Momente M_q und $M_{v,x}$ die Restsicherheit bei Ribbildung für statisch unbestimmte Systeme angegeben werden.

■ Für den Feldbereich:

$$\gamma_r(\xi) = \frac{[M_q(\xi) - \lambda M_{r,B}] \cdot \eta_{z_z}(\xi) + \lambda M_{v,x}(\xi) \cdot [\eta_{z_z}(\xi) - k_0 - y_{bz}(\xi)]}{\lambda M_q(\xi) [k_0 + y_{bz}(\xi)]} \quad (17)$$

■ Für den Stützbereich:

$$\gamma_r(\xi) = \frac{[M_q(\xi) - \lambda M_{r,B}] \cdot \eta_{z_z}(\xi) + \lambda M_{v,x}(\xi) \cdot [\eta_{z_z}(\xi) - k_u - y_{bz}(\xi)]}{\lambda M_q(\xi) [k_u + y_{bz}(\xi)]} \quad (18)$$

Abb. 19 zeigt den Verlauf der Restsicherheit bei Ribbildung für das Beispiel gemäß **Abb. 18**. Anhand dieser Abbildung erkennt man, daß in einem Randfeld drei, in einem Mittelfeld vier (verschiedene) Stellen mit einer Sicherheit $\gamma_r = 0$ auftreten. Ohne Berücksichtigung der Möglichkeit der Schnittgrößenumlagerung ist für die erforderliche Mindestbewehrung die jeweilige Stelle maßgebend, die das größte Sicherheitsdefizit aufweist und damit die größte Bewehrung erfordert.

Die erforderliche Bewehrung aus Betonstahl zur Einhaltung einer sicheren Ankündigung über die ganze Trägerlänge kann ähnlich wie bei statisch bestimmten System bestimmt werden. Die Stelle, an der die erforderliche Betonstahlbewehrung ihr Maximum erreicht, kann durch folgende Gl. gefunden werden:

$$M_{\Delta q} + M_{v,x} - M_{r,B} = 0 \quad (19)$$

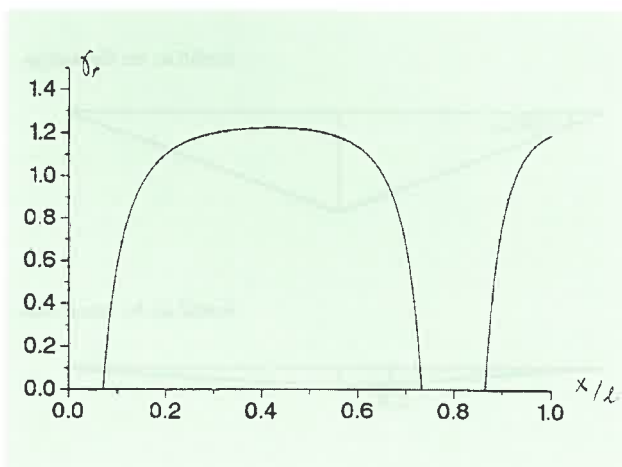


Abb. 19

Aus der Gleichgewichtsbedingung für die Stelle mit $A_{z,r} = 0$

$$M_{A_{z,\min}} = \lambda \cdot M_{\Delta q} + M_{v,x} \quad (20)$$

kann die maximale Mindestbewehrung angegeben werden

$$M_{A_{z,\min}} = \lambda \cdot M_{r,B} - M_{v,x} \cdot (\lambda - 1) = 0 \quad (21)$$

Eine geschlossene Lösung der obigen Gleichung ist möglich, wenn die Verläufe der Momente infolge Δq und Z_v sowie der Verlauf des Zwangmoments geschlossen beschrieben werden können.

Die Gl. (21) verdeutlicht die Wirkung des Zwangmoments aus der Vorspannung in einem statisch unbestimmten System. Falls ein positives Zwangmoment vorhanden ist, kann die erforderliche Betonstahlbewehrung im Feldbereich im Vergleich zum statisch bestimmten System reduziert werden. Im Stützenbereich wirkt sich ein positives Zwangmoment aber negativ auf die erforderliche Betonstahlmenge aus. Bei einem negativen Zwangmoment aus Vorspannung ist die Wirkung gerade umgekehrt. Für den Fall, daß das Zwangmoment aus Vorspannung gleich Null ist, entspricht die erforderliche Betonstahlbewehrung bei statisch unbestimmten Systemen ohne Berücksichtigung der Schnittgrößenumlagerung der erforderlichen Bewehrung für statisch bestimmte Systeme.

Gewöhnlich wird bei statisch unbestimmten Systemen ein positives Zwangmoment erzeugt, um das Verhalten des Tragwerks im Gebrauchs- und Bruchzustand zu verbessern. Im Hinblick auf das als Systemgröße wirkende Zwangmoment aus Vorspannung sollte in solchen Fällen die Mindestbewehrung für das Feld über die gesamte Trägerlänge eingelegt werden.

6.2 Betrachtung der Umlagerung der Schnittgrößen

Es ist bekannt, daß in einem statisch unbestimmten System die Änderung der Steifigkeit zu einer neuen Verteilung der Schnittgrößen führen kann. Auf den ersten Blick kann hierdurch abgeleitet werden, daß der Lastfall „Spannstahlausfall“ bei statisch unbestimmten Systemen durch die Umlagerungsmöglichkeit teilweise oder sogar ganz kompensiert werden kann.

In **Abb. 20a** wird ein Mehrfeldträger und der zugehörige Momentenverlauf unter einer Gleich-

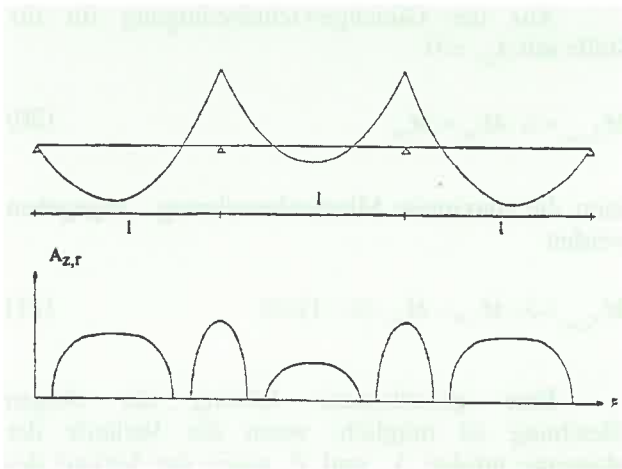


Abb. 20a und b

streckenlast q dargestellt. Die Restspannstahlfläche bei Rißbildung kann qualitativ wie in Abb. 20b dargestellt werden.

In den Bereichen, in denen der gesamte Spannstahl zur Rißbildung ausfallen muß, beträgt die Restsicherheit $\gamma_r = 0$, falls eine Betonstahlbewehrung nicht vorhanden wäre. Das würde aber auch bedeuten, daß eine mögliche Umlagerung der Schnittgrößen beim Lastfall „Spannstahlausfall“ ohne eine Betonstahlbewehrung ausgeschlossen ist. Das System versagt somit ohne Vorankündigung. Bei Vorhandensein einer Betonstahlbewehrung können die Schnittgrößen in diesen Bereichen jedoch bis zum Fließmoment der Bewehrung aufgenommen werden; eine Umlagerung der Schnittgrößen wird prinzipiell möglich. Die Größe der Umlagerungsmöglichkeit hängt von der Verformbarkeit, der vorhandenen Steifigkeit und der Tragfähigkeit in den nicht geschwächten Tragwerksbereichen ab.

Bei der rechnerischen Untersuchung eines gegebenen Tragwerks kann mit den in den vorhergegangenen Abschnitten hergeleiteten Beziehungen das aufnehmbare Moment an jeder beliebigen Stelle bei Rißbildung ermittelt werden. Daraus ergibt sich auch der Verlauf der Restsicherheit γ_r bei Rißbildung unter Annahme des Momentenverlaufs infolge q nach E-Theorie.

$$\gamma_r = \frac{M_{A_{z,r}}(\xi) + M_{A_{z,vorh}}(\xi) - M_{vx}(\xi)}{M_q(\xi)} \quad (22)$$

Aus diesem Verlauf können die Minima der Restsicherheit festgestellt werden. Wie anhand von Abb. 20 zu erkennen ist, ergeben sich pro Randfeld eines statisch unbestimmten Tragwerks 3, pro Innenfeld 4 Tiefpunkte. Nach der Feststellung der Tiefpunkte sind die gewünschten lokalen Momenten-

umlagerungen ΔM_{local} für die Stellen mit einer Restsicherheit $\gamma_r < 1$ gegeben. Diese Umlagerungswerte ergeben sich streng genommen aus der Differenz zwischen dem Moment aus $q + vx$ und der Summe aus dem Fließmoment der Betonstahlbewehrung und dem von $A_{z,r}$ aufnehmbaren Moment an diesen Stellen.

$$\Delta M_{local} = M_q + M_{vx} - (M_{A_i} + M_{A_{z,r}}) \quad (23)$$

Im Regelfall ist an den Tiefpunkten die Restspannstahlfläche bei Rißbildung ($A_{z,r}$) gerade noch gleich Null. Somit entfällt in der o.g. Gleichung der Term $M_{A_{z,r}}$; das maximal aufnehmbare Moment ist gleich dem Fließmoment des vorhandenen Betonstahls. Bei unveränderter Belastung q ist der Verlauf des umzulagernden Momentes ΔM für alle kritischen Stellen bekannt. Abb. 21 zeigt als Beispiel qualitativ die Verläufe der umzulagernden Momente für die kritischen Punkte in Feld und Stütze. Man erkennt, daß ein Ausfall in der Nähe der Randstütze wesentlich kritischer zu bewerten ist als der Ausfall im Bereich der Innenstütze, da die umzulagernde Momentenfläche bei gleichem ΔM_{local} in diesem Fall deutlich größer ist.

Ob das Sicherheitsdefizit durch Momentumlagerung aufgehoben werden kann, hängt von der Verformbarkeit des Tragwerks ab. Anhand des Beispiels in Abschnitt 6.1 soll die Vorgehensweise zur Berücksichtigung der Umlagerung in statisch unbestimmten Systemen gezeigt werden.

Aus den Berechnungen der vorangegangenen Abschnitte können die vor der Umlagerung aufzunehmenden Momente ($M_q(\xi) + M_{vx}(\xi)$) und aufnehmbare

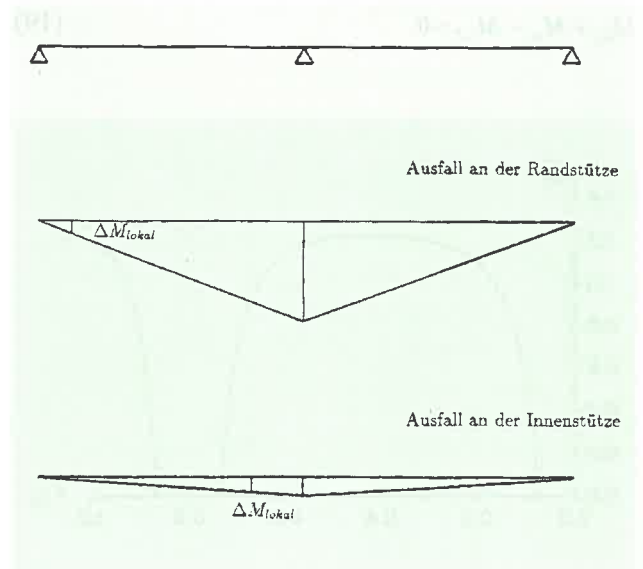


Abb. 21

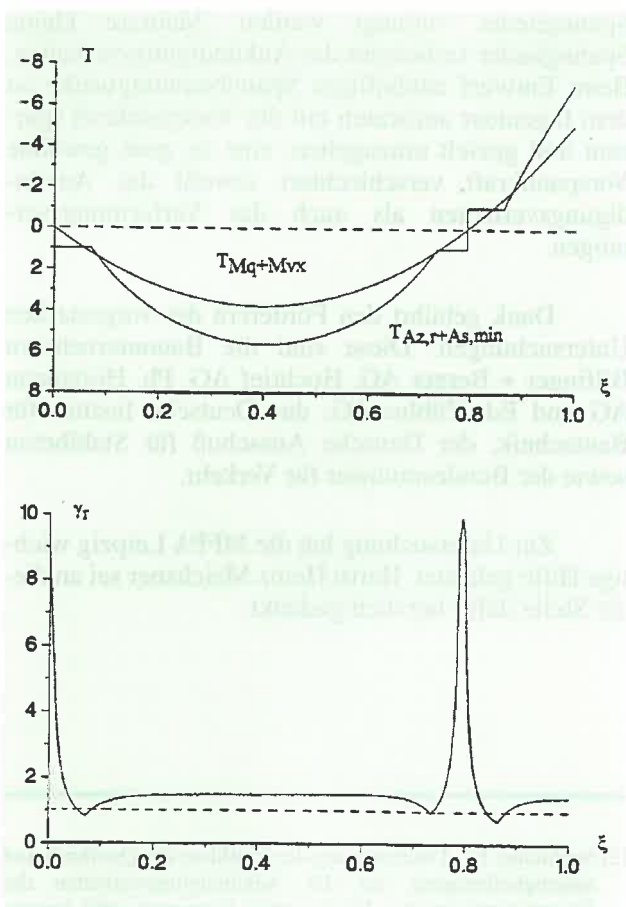


Abb. 22

ren Momente der Restspannstahlfläche und der Mindestbewehrung ($M_{A_{z,r}} + M_{A_{s,min}}$) bezogen auf das Rißmoment des Betonquerschnitts ($M_{r,B}$) zusammenfassend in **Abb. 22** dargestellt werden.

In diesem Fall wird sowohl im Stützbereich als auch im Feldbereich eine Mindestbewehrung angesetzt, die im Bruchzustand das Rißmoment des Betonquerschnitts aufnehmen kann. Die kritischen Punkte mit der Restsicherheit $\gamma_r < 1$ können **Abb. 22** entnommen werden. Die lokal umzulagernden Momente ergeben sich wie folgt:

■ Ausfall in Punkt 1 ($\xi = 0,071$)

$$\Delta M_{local}^1 = (1,231 - 1,00) \cdot W_{bu} \cdot \beta_{bz} = 0,231 \cdot \beta_{bz} \cdot W_{bu}$$

■ Ausfall in Punkt 2 ($\xi = 0,733$)

$$\Delta M_{local}^2 = (1,065 - 1,00) \cdot W_{bu} \cdot \beta_{bz} = 0,065 \cdot \beta_{bz} \cdot W_{bu}$$

■ Ausfall in Punkt 3 ($\xi = 0,864$)

$$\Delta M_{local}^3 = (1,462 - 1,00) \cdot W_{bu} \cdot \beta_{bz} = 0,462 \cdot \beta_{bz} \cdot W_{bu}$$

Die erforderliche plastische Rotation für die drei kritischen Stellen kann wie folgt bestimmt werden

■ Ausfall im Punkt 1

$$\theta_{1,pl} = \int_0^l \frac{1}{EJ} \cdot \Delta M_{local}^1 \bar{M} dx$$

$$\theta_{1,pl} = \frac{1}{EJ} \cdot \frac{2 \cdot \Delta M_{local}^1 l^3}{3 x_1^2} = \frac{132,25}{EJ} \cdot \Delta M_{local}^1 \cdot l$$

■ Ausfall im Punkt 2

$$\theta_{2,pl} = \frac{1}{EJ} \cdot \frac{2 \cdot \Delta M_{local}^2 l^3}{3 x_2^2} = \frac{1,24}{EJ} \cdot \Delta M_{local}^2 \cdot l$$

■ Ausfall im Punkt 3

$$\theta_{3,pl} = \frac{1}{EJ} \cdot \frac{\Delta M_{local}^3 l^3}{3 x_3^2} = \frac{0,89}{EJ} \cdot \Delta M_{local}^3 \cdot l$$

Vergleicht man die erforderliche plastische Rotation zwischen den Punkten 1 und 3, so kann geschrieben werden:

$$\frac{\theta_{1,pl}}{\theta_{3,pl}} = \frac{132,25 \cdot \Delta M_{1,local}}{0,89 \cdot \Delta M_{3,local}} = 148,60 \cdot \frac{\Delta M_{1,local}}{\Delta M_{3,local}} = 74,30$$

Dieses Verhältnis verdeutlicht die unterschiedlichen Möglichkeiten der Schnittgrößenumlagerung. Ein Ausfall im Bereich der inneren Stütze ist viel leichter durch die Umlagerung zu kompensieren als ein Ausfall in der Nähe der Randstütze.

Eine Anwendung der erlaubten plastischen Rotation nach EC2 Teil 1 muß zumindest an dieser Stelle in Zweifel gezogen werden, da die dort angegebenen Werte unter ganz anderen Voraussetzungen ermittelt wurden. Bei Spanngliedausfall dürfte der Bereich des Tragwerks, in dem die Fließgrenze des Stahls überschritten wird, wesentlich kleiner sein, als in den für die Ableitung der zulässigen Werte betrachteten Fällen. Dort wurde zumindest bereichsweise konstante Druckzonenhöhe und gleiches Vorspannniveau unterstellt. Es muß deshalb bezweifelt werden, ob der Nachweis der zulässigen plastischen Rotation unter den hier in Frage kommenden Bedingungen über die bezogene Druckzonenhöhe und die Kurve nach EC2 zu zuverlässigen Bewertungen führt.

Eine bessere und sichere Alternative zur Untersuchung des Lastfalls „Spanngliedausfalls“ bietet die nichtlineare Berechnung.

7. Zusammenfassung

Das Ankündigungsverhalten bei Verlust der inneren Widerstände ist bisher nicht bei allen Tragwerken sichergestellt. Hier läßt sich mit einer Mindestbewehrung aus Betonstahl eine Verbesserung bei künftig zu bauenden Spannbetontragwerken erzielen. Die erforderliche Betonstahlmenge ist abhängig von dem Betonquerschnitt, dem Verhältnis zwischen häufiger Last und Vollast sowie der Anzahl der Spannglieder.

Für den Brückenbau entspricht diese Betonstahlfläche etwa der Bewehrungsmenge, die zur Begrenzung des Einzelrisses notwendig ist. Für den Hochbau muß unter Umständen eine wesentlich höhere Mindestbewehrung als zur Zeit oder eine schärfere Anforderung an die Mindestanzahl der

Spannglieder verlangt werden. Mehrere kleine Spannglieder verbessern das Ankündigungsverhalten. Beim Entwurf zukünftiger Spannbetontragwerke ist dem Ingenieur anzuraten mit der Vorspannkraft sparsam und gezielt umzugehen; eine zu groß gewählte Vorspannkraft verschlechtert sowohl das Ankündigungsverhalten als auch das Verformungsvermögen.

Dank gebührt den Förderern der vorgestellten Untersuchungen: Diese sind die Bauunternehmen Bilfinger + Berger AG, Hochtief AG, Ph. Holzmann AG und Ed. Züblin AG, das Deutsche Institut für Bautechnik, der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton sowie der Bundesminister für Verkehr.

Zur Untersuchung hat die MFPA Leipzig wichtige Hilfe geleistet. Herrn Heinz Meichsner sei an dieser Stelle dafür herzlich gedankt.

Litteratur

[1] König, G., Tue, N., Pommerening, D., Bauer, Th. : Rißbreitenbeschränkung im Spannbeton bei Anwendung des neuen Vorschlags für die Mindestbewehrung, Arbeitsunterlage für den Ausschuß Bemessung und Konstruktion.

[2] Seelmann, F. : Untersuchung der Einflüsse der Querkraft und Spanngliedneigung auf das Ankündigungsverhalten der Spannbetontragwerke, Diplomarbeit Darmstadt 1993 (unveröffentlicht).

Der Nachweis des Brandschutzes unter europäischen Aspekten

Der Reifegrad der Nachweise in den Eurocodes ist noch unterschiedlich/ Prüfung und Erprobung unumgänglich

Die Praxis hat gezeigt, daß die bauordnungsrechtlichen Vorschriften zum Brandschutz und die Normen und Richtlinien zu deren Umsetzung nach dem Stand der Technik oft zu unflexibel für anspruchsvollere Bauaufgaben sind. Der vorliegende Beitrag befaßt sich daher mit rechnerischen Nachweismöglichkeiten für den vorbeugenden baulichen Brandschutz, die den unterschiedlichen Baukonstruktionen und Brandrisiken individuell Rechnung tragen können. Schwerpunktmäßig wird dabei auf die künftigen europäisch harmonisierten Regelungen zum Brandschutz in den Eurocodes eingegangen, die sich eng an die entsprechenden Bemessungsvorschriften für Tragwerke unter normaler Gebrauchslast anlehnen. Im einzelnen werden dazu Rechengrundlagen in Form von Brandeinwirkungen und Materialkennwerten sowie Nachweismethoden auf drei Stufen – Tafeln oder Tabellen, vereinfachte Bemessungsverfahren und exakte Simulationsverfahren – bereitgestellt.

*Prof. Dr.-Ing.
Dietmar Hosser*



leitet am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig das Fachgebiet Brandschutz und Grundlagen des Massivbaus

1 Einführung

Bis heute erfolgt die brandschutztechnische Auslegung von Bauteilen und Tragwerken in der Bundesrepublik nahezu ausschließlich auf der Grundlage genormter Prüferfahrungen aus Brandversuchen nach DIN 4102 Teil 2 [1], wie sie insbesondere in der Zusammenstellung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile der DIN 4102 Teil 4 [2] für die praktische Anwendung aufbereitet sind. Bei Einhaltung der in [2] angegebenen Randbedingungen und Abmessungen kann ohne näheren (z.B. rechnerischen) Nachweis davon ausgegangen werden, daß die Bauteile bei einem Brand über die bauaufsichtlich geforderte Feuerwiderstandsdauer trag- bzw. funktionsfähig bleiben. Bei Abweichungen von den genormten Randbedingungen und Abmessungen wird allerdings ein Brandversuch nach DIN 4102 Teil 2 erforderlich, sofern nicht ausreichende Prüferfahrungen und theoretische Erkenntnisse bei anerkannten Prüfstellen vorliegen, die eine Interpolation oder Extrapolation der genormten Bedingungen im Rahmen einer gutachtlichen Stellungnahme erlauben [3].

Durch umfassende experimentelle und theoretische Untersuchungen konnten in den letzten 10 bis 15 Jahren weltweit ausreichende Grundlagen erarbeitet werden, um zumindest das Brandverhalten von tragenden Bauteilen aus unterschiedlichen Baustoffen auch rechnerisch nachweisen zu können. Obwohl ein Großteil der Erkenntnisse aus deutschen Forschungsarbeiten, z.B. im Sonderforschungsbereich 148 der DFG in Braunschweig [4], stammen, wurden derartige Nachweismöglichkeiten im Ausland bereits wesentlich früher genutzt als bei uns. Vorreiter bei einer umfassenden rechnerischen Brandschutzauslegung waren unter anderem die Schweden [5].

Im Zuge der europäischen Harmonisierung besteht jetzt das Bestreben, rechnerische Nachweise zum Brandverhalten von tragenden Bauteilen zu normen, so daß sie als anerkannte Regeln der Technik alternativ zum klassischen Brandversuch im bauauf-

sichtlichen Verfahren akzeptiert werden können. Der vorliegende Beitrag soll einen kurzen Überblick über den Stand der Entwicklung, Absicherung und Normung rechnerischer Nachweisverfahren zum Brandverhalten von Bauteilen auf europäischer, deutscher und internationaler Ebene geben und auf Konsequenzen für die künftige Behandlung brandschutztechnischer Nachweise im Baugenehmigungsverfahren und bei bautechnischen Prüfungen aufmerksam machen.

2 Die Entwicklung rechnerischer Nachweisverfahren

Ergänzend zu den Ergebnissen von Brandversuchen sind Berechnungen des Brandverhaltens von Bauteilen und Tragwerken insbesondere deshalb erwünscht oder notwendig, weil

- aufgrund der versuchstechnischen Möglichkeiten nicht alle vorkommenden Bauteilarten in Brandversuchen geprüft werden können,
- der Zeit- und Kostenaufwand für Brandversuche sehr hoch ist,
- die Bauteile in Tragwerken oft anders gelagert und beansprucht sind als im Brandversuch, so daß ohne rechnerische Korrektur Fehleinschätzungen des Trag- und Verformungsverhaltens möglich sind,
- die wesentlichen Einflußgrößen des Brandverhaltens bekannt und zumindest vereinfacht beschreibbar sein müssen, um Versuchsergebnisse sinnvoll interpretieren, interpolieren und extrapolieren zu können.

Wegen der vergleichsweise einfach zu erfassenden Einflüsse auf das Brandverhalten bei gleichzeitig relativ großer Bedeutung des Brandschutzes wurden schon sehr früh rechnerische Nachweisverfahren für den Feuerwiderstand von Stahlbauteilen entwickelt [6, 7]. Die Erwärmung von unbekleideten und bekleideten Stahlprofilen läßt sich ohne zu große Ungenauigkeiten vereinfacht abschätzen. In vielen Fällen genügt es, die homogen angenommene Querschnittstemperatur mit einer kritischen Stahltemperatur ($\text{crit } T \approx 500 \text{ }^\circ\text{C}$) zu vergleichen, bei der die unter Raumtemperatur vorhandene Sicherheit gegen Querschnittsversagen gerade auf 1.0 zurückgegangen ist (**Abb. 1**).

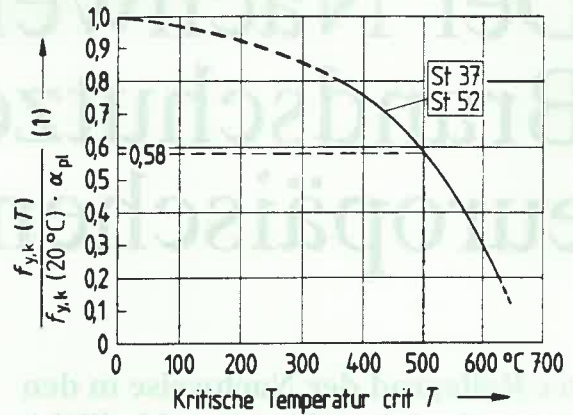


Abb. 1: Abfall der bezogenen Streckgrenze von Baustählen in Abhängigkeit von der Temperatur (nach [2])

Ähnlich einfach gestaltet sich die Berechnung bei Holzbauteilen. Durch den mit der Branddauer fortschreitenden Abbrand des Holzes kommt es zu einer Reduktion der Querschnittsfläche und -steifigkeit, die hauptsächlich für den brandbedingten Tragfähigkeitsverlust verantwortlich ist [8, 9]. Im Vergleich dazu spielt hier die Abnahme von Festigkeit

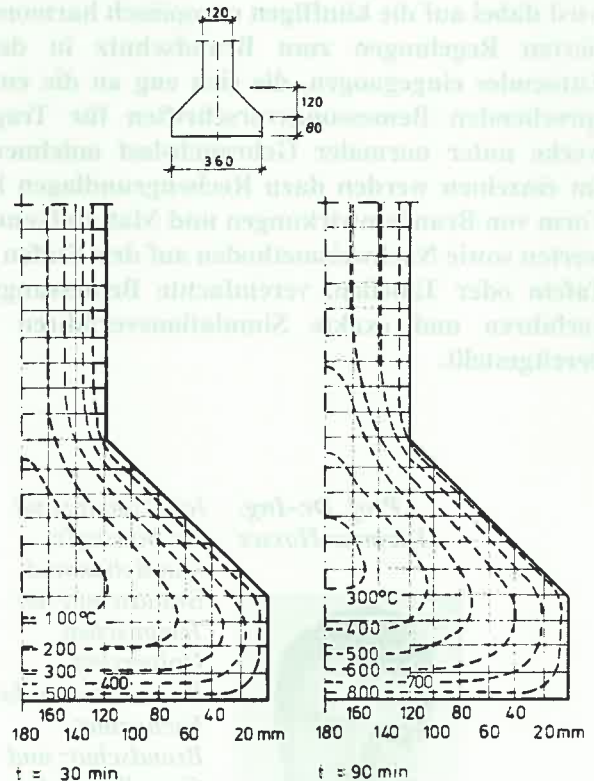


Abb. 2: Isothermen $^\circ\text{C}$ in einem dreiseitig nach DIN 4102 Teil 2 (ETK) beanspruchten Stahlbetonbalken mit I-Querschnitt nach 30 bzw. 90 Minuten Branddauer

und E-Modul des Holzes bei erhöhter Temperatur eine untergeordnete Rolle, weil der Querschnitt nur langsam von außen nach innen erwärmt wird.

Schwieriger ist es bei Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, weil hier die Durchwärmung des Querschnittes und die damit abnehmenden Festigkeiten und E-Moduli der Baustoffe Beton und Stahl von entscheidender Bedeutung sind und daher genauer ermittelt werden müssen [10, 11] (**Abb. 2**). Dies führt zu einer aufwendigen thermischen und mechanischen Analyse, zu der angesichts des von Hause aus guten Feuerwiderstandes der Stahlbetonbauweise wenig Anreiz besteht.

Einen Aufschwung nahmen die rechnerischen Nachweise zum Brandverhalten mit der zunehmenden Verbreitung der Stahl-Beton-Verbundbauweise, die konstruktive Vorteile des Stahlbaus mit den guten Brandschutzeigenschaften des Betonbaus vereinigt. Mehrere Autoren haben vereinfachte Nachweisverfahren für den Brandfall vorgeschlagen, die für einen bestimmten Anwendungsbereich brauchbare Ergebnisse liefern. Daneben stehen experimentell abgesicherte genaue Rechenverfahren zur Verfügung, die eine objektive Beurteilung vereinfachter Verfahren erlauben. Der Stand der Technik wurde inzwischen praxisgerecht aufbereitet [12].

Rechnerische Nachweisverfahren zum Brandverhalten von Bauteilen konnten in den letzten Jahren insbesondere bei der Beurteilung schwieriger Tragwerke im Einzelfall mit Erfolg angewandt werden. Die Praxis hat diese Art der brandschutztechnischen Auslegung von Bauwerken als flexiblen Weg zu wirtschaftlichen Konstruktionen entdeckt. Deshalb war es an der Zeit, sich an die Normung solcher Nachweisverfahren zu machen. Nur so kann längerfristig ein Wildwuchs an Verfahren verhindert werden, die weder vergleichbar, noch abgesichert, noch prüffähig sind.

3 Der Stand der Regelungen der neuen Eurocodes

3.1 Übersicht

Im Hinblick auf den europäischen Binnenmarkt wird zur Zeit mit Hochdruck an einem harmonisierten technischen Regelwerk gearbeitet. Bezogen auf den baulichen Brandschutz müssen darin die Voraussetzungen und technischen Grundlagen für eine einheitliche Umsetzung der im Grundlagendokument festgeschriebenen Anforderungen geschaffen werden. Zu diesem Zwecke wurden unter ande-

rem zunächst von der Kommission der EG und dann von CEN kleine Projektgruppen eingesetzt mit der Aufgabe, Regeln für Nachweise des Brandverhaltens von Bauteilen aus unterschiedlichen Baustoffen als Teile der sog. EUROCODES zu erarbeiten.

Die Auslegungsgrundlagen und die Lastannahmen für den Brandfall werden baustoffübergreifend behandelt in dem

Eurocode 1, Teil 2.7 [13].

Die wesentlichen Grundsätze werden nochmals zusammenfassend als sog. Model Clauses den Brandschutzteilen (Teile 1.2) der baustoffbezogenen Eurocodes vorangestellt:

- Eurocode 2, Teil 1.2 – Betonbauten [14]
- Eurocode 3 – Stahlbauten [15]
- Eurocode 4 – Verbundbauten [16]
- Eurocode 5 – Holzbauten [17]
- Eurocode 6 – Mauerwerksbauten [18]

Inzwischen liegen die Entwürfe für europäische Vornormen (prENV) vor und sollen noch in diesem Jahr in den zuständigen CEN-Subcommittees verabschiedet werden.

Auf technische Einzelheiten der Brandschutzregelungen in den einzelnen Eurocodes kann hier selbstverständlich nicht eingegangen werden. Es soll jedoch ein kurzer Überblick über die wesentlichen Inhalte und das derzeitige Anwendungsspektrum der Nachweise gegeben werden.

3.2 Grundsätze und Lastannahmen

Der Teil 2.7 des Eurocodes 1 [13] regelt die für die praktischen Nachweise erforderlichen konzeptionellen Vorgaben, Auslegungsgrundsätze, Sicherheitsbeiwerte und Lastannahmen.

Die Systemrandbedingungen und Belastungen für Nachweise des Brandverhaltens werden generell im Einklang mit der Kaltbemessung gewählt. Die Interaktion zwischen verschiedenen Bauteilen, einschließlich der Wirkung von thermischen Dehnungen, muß jedoch (zumindest konstruktiv) berücksichtigt werden, sofern nicht ungünstige Veränderungen der Randbedingungen und Schnittgrößen durch Brand ausgeschlossen werden können. Hierzu werden in den einzelnen Eurocodes zusätzliche Richtlinien und Beispiele gegeben. In Übereinstimmung mit der bisherigen Brandschutzpraxis wird die Temperaturerhöhung im Brandraum in den Eurocodes primär durch die Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) beschrieben; für die Ermittlung der Bauteiltemperatu-

ren bei ETK-Brand werden Wärmeübergangskoeffizienten angegeben. Alternativ darf die Temperaturerhöhung mit Wärmebilanzrechnungen ermittelt werden. Hierzu werden in informativen Anhängen Hinweise gegeben. Nach dem probabilistischen Sicherheitskonzept dürfen beim Nachweis der Tragfähigkeit von Bauteilen im Katastrophenfall Brand die Materialkennwerte im allgemeinen mit ihrem 1,0fachen Nennwert angesetzt werden. Für die mechanischen Einwirkungen werden Kombinationsregeln angegeben, die bei den Verkehrslasten gegenüber den Gebrauchslasten der Kaltbemessung Abminderungen durch Kombinationsbeiwerte $\psi_{2,i}$ vorsehen.

Vereinfacht dürfen die Bemessungsschnittgrößen im Brandfall mit ca. 70 % der Schnittgrößen aus der Kaltbemessung angenommen werden. Durch systematische Vergleiche zwischen Rechenergebnissen und Brandversuchen ist noch zu prüfen, inwieweit die rechnerischen Nachweise aufgrund dieses Sicherheitskonzeptes an Erfahrungen aus der Brandprüfpraxis anknüpfen.

3.3 Betonbauwerke

Im Eurocode 2 – Betonbauwerke [14] werden „exakte“ Rechenverfahren (Rechenprogramme) für alle Tragwerkstypen – Einzelbauteile, Teilsysteme und Gesamtsysteme – aus Stahlbeton und unbewehrtem Beton behandelt. Für Spannbetonbauteile mit sofortiger Vorspannung und mit Vorspannung ohne Verbund existieren „exakte“ Rechenverfahren nur für Einzelbauteile. Für die mechanischen Baustoffkennwerte und die thermischen Dehnungen wurden in den Eurocodes 2 bis 4 einheitliche Annahmen als Kompromißlösungen aus unterschiedlichen nationalen Vorschlägen vereinbart. Eine Beschränkung der rechnerischen Nachweise auf die ETK-Brandbeanspruchung erscheint zur Zeit sinnvoll, da die Kennwerte nur hierfür abgesichert sind. Vereinfachte Nachweisverfahren werden für biegebeanspruchte Platten und Balken mit schlaffer Bewehrung sowie für Stützen und Zugglieder angeboten. Tabellen mit diskreten Temperaturwerten oder Graphiken mit Isothermenverläufen können als Hilfsmittel zur Ermittlung der Temperaturen bei üblichen Querschnittsformen verwendet werden. Alternativ stehen vereinfachte Berechnungsmethoden für die Temperatur zur Verfügung, die in einem eingeschränkten Anwendungsbereich akzeptable Ergebnisse liefern.

Als einfachste Nachweisform existieren Tabellen für die Bemessung von Stützen, Wänden, Zuggliedern sowie biegebeanspruchten Balken und Platten, die grundsätzlich nicht von den entsprechenden Tabellen in DIN 4102 Teil 4 [2] abweichen.

Wegen ihrer größeren Parameterabhängigkeit erlauben die Stützen-Tabellen im EC 2 aber eine weitergehende Differenzierung.

In Tabelle 1 sind die zur Zeit im EC 2-Entwurf geregelten Nachweisarten zusammengestellt.

Tabelle 1: Übersicht über die in Eurocode Nr. 2 behandelten Brandschutznachweise

Nachweismethode	1	2	3
Bauteile	Tabellen/ Tafeln	vereinfachte Nachweise	genaue Nachweise
Decken (Platten)	×	×	×
Balken	×	×	×
Wände (Scheiben)	×	–	×
Stützen	×	×	×
Zugglieder	×	×	×
Teilsysteme, Gesamtsysteme	–	–	für stabförmige Tragwerke

3.4 Stahlbauwerke

Nach dem Eurocode 3 – Stahlbauwerke [15] können Nachweise von stabförmigen Einzelbauteilen – Träger und Stützen – als Ersatz für eine Brandprüfung unter Ansatz der ETK geführt werden. Raumabschließende Bauteile werden nicht behandelt. Für die Berechnung von komplexeren Strukturen kann entweder ein ETK-Brand oder ein natürlicher Brand angenommen werden; dieser kann einzelne Bauteile oder das Gesamtsystem thermisch beanspruchen. Für die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen wurden die o.g. harmonisierten Kompromißvorschläge eingesetzt. Bei den vereinfachten Nachweisverfahren wird die mit zunehmender Stahltemperatur abnehmende Beanspruchbarkeit aus der Beanspruchbarkeit bei Raumtemperatur durch Multiplikation mit einem Abminderungsfaktor für den Temperatureinfluß und eines Kalibrierfaktors für die Systemrandbedingungen berechnet.

Ein Hauptanwendungsfall rechnerischer Brandschutznachweise für Stahlbauteile wird sein, Ergebnisse aus Normbrandversuchen an bekleideten Stahlstützen und -trägern auf andere Lastausnutzungsgrade, statische Randbedingungen, andere U/A-Werte zu extrapolieren. Zur rechnerischen Erfassung des Wärmeisolationsverhaltens der Brandschutzbekleidung werden deren thermodynamische

Materialkennwerte benötigt, die in einer CEN-Norm geregelt werden sollen.

Genauere Nachweise von Gesamttragwerken, z. B. Rahmensystemen, sind zwar grundsätzlich möglich, derzeit fehlen aber noch abgesicherte Rechengrundlagen für die Anschlußkonstruktionen.

Tabelle 2 zeigt die zur Zeit im EC-Entwurf behandelten Nachweisarten.

Tabelle 2: Übersicht über die in Eurocode Nr. 3 behandelten Brandschutznachweise

Nachweis- methode Bauteile	1 Tabellen/ Tafeln	2 vereinfachte Nachweise	3 genaue Nachweise
Decken	–	–	–
Balken	–	×	×
Wände	–	–	–
Stützen	–	×	×
Zugglieder	–	×	×
Teilsysteme, – Gesamtsysteme	–	bedingt	bedingt

3.5 Verbundbauwerke

Für Regelfälle werden im Eurocode 4 – Verbundbauwerke [16] als einfachste Nachweisform Nachweise mit Hilfe von Tabellen für Träger und Stützen vorgesehen, wie sie auch Bestandteil der Neufassung von DIN 4102 Teil 4 sind. Für vollständig einbetonierte Stahlprofile erübrigen sich gesonderte Angaben; ihr Brandverhalten kann mit ausreichender Wirtschaftlichkeit durch die Vorgabe der Querschnittsabmessungen und der Betondeckungen von Bewehrung und Stahlprofil beschrieben werden.

Vereinfachte rechnerische Nachweisverfahren werden für Verbundträger, -decken und -stützen mit kammerbetonierten I-Profilen und betongefüllten Hohlprofilen angeboten. Im Hinblick auf die künftige Weiterentwicklung solcher Näherungsverfahren werden diese auf deutsches Betreiben in Anhängen behandelt.

Exakte Rechenverfahren müssen den Einfluß von geometrischen und physikalischen Nicht-linearitäten in geeigneter Weise berücksichtigen. Hierfür werden die Rechengrundlagen (Wärmeübergang, Materialgesetze) entsprechend den o. g. Kompromißlösungen angenommen. Hinsichtlich der Gesamttragwerksnachweise gilt die gleiche Ein-

schränkung wie bei Stahlkonstruktionen, daß abgesicherte Rechengrundlagen für Anschlußkonstruktionen fehlen.

Die zur Zeit im EC 4-Entwurf enthaltenen Nachweisarten sind nochmals in Tabelle 3 gezeigt.

Tabelle 3: Übersicht über die in Eurocode Nr. 4 behandelten Brandschutznachweise

Nachweis- methode Bauteile	1 Tabellen/ Tafeln	2 vereinfachte Nachweise	3 genaue Nachweise
Decken	–	×	–
Träger	×	×	×
Wände	–	–	–
Stützen	×	nur für kammerbeto- nierte I-Profile und beton- gefüllte Hohl- profile	×
Teilsysteme, – Gesamtsysteme	–	bedingt	bedingt

3.6 Holzbauwerke

In dem derzeitigen Entwurf des Eurocode 5 – Holzbauwerke [17] sind nur rechnerische Nachweise für die Brandschutzfunktion „Tragfähigkeit“ (Kriterium „R“) geregelt; hinsichtlich der raumabschließenden Funktion (Kriterien „E“ und „I“) finden sich konstruktive Regeln in einem Anhang. Die rechnerischen Nachweise beschränken sich auf Einzelbauteile. Analytische Verfahren für tragende Wände und Decken sowie für Teilsysteme und Gesamttragwerke fehlen.

Die thermo-mechanischen Materialkennwerte haben für die vereinfachten Praxisnachweise nur eine untergeordnete Bedeutung. Hierfür ist hauptsächlich die Abbrandrate maßgebend, die für verschiedene Bauteilarten angegeben ist; für natürliche Brandverläufe werden Abbrandraten aufgrund neuerer Forschungsergebnisse in einem Anhang definiert. Bei bekleideten Holzbauteilen darf der verzögerte Abbrand nach dem Versagen der Bekleidung berücksichtigt werden.

Eine Reihe von Einzelfragen wird im EC 5 realistischer und flexibler behandelt als bisher in Deutschland üblich, z. B. die Kippaussteifung bei schlanken Balken analog zur Kaltbemessung, das

Schubversagen im Auflagerbereich von Balken und bei Querschnitten mit Durchbrüchen sowie die Beanspruchung auf Biegung mit Normalkraft. In einem Anhang werden detaillierte Hinweise zur konstruktiven Durchbildung von Anschlüssen auf der Grundlage von Prüferfahrungen sowie neueren Forschungsergebnissen gegeben.

Tabelle 4 gibt eine Übersicht über die derzeit im EC 5-Entwurf geregelten Nachweise.

Tabelle 4: Übersicht über die in Eurocode Nr. 5 behandelten Brandschutznachweise

Nachweis- methode Bauteile	1 Tabellen/ Tafeln	2 vereinfachte Nachweise	3 genaue Nachweise
Decken	1)	2)	-
Balken	-	×	-
Wände	1)	2)	-
Stützen	-	×	-
Zugglieder	-	×	-
Teilsysteme, Gesamt- systeme	Verbindun- gen kon- struktiv behandelt	-	-

1) konstruktive Regeln,

2) in bezug auf die Abbrandverzögerung

3.7 Mauerwerksbauten

Im Eurocode 6 – Mauerwerksbauten [18] werden derzeit nur Nachweise mittels tabellierter Daten aus Brandprüfungen, analog DIN 4102 Teil 4 [2], geregelt. Eine Prüfmethode für „Brandwände“ analog DIN 4102 Teil 3 [19] wird nicht genannt.

Die Bemessungshilfen basieren im wesentlichen auf deutschen und englischen Prüferfahrungen. Bei einigen Mauerwerksarten gibt es jedoch zwischen Großbritannien und der Bundesrepublik erhebliche Unterschiede in der erforderlichen Wanddicke für einzelne Feuerwiderstandsklassen, die auf unterschiedlichen Grundlagen und Prüfvoraussetzungen beruhen.

Für rechnerische Nachweise werden thermo-mechanische Kennwerte der Mauerwerksbaustoffe benötigt. Zur Zeit gibt es allerdings noch keine harmonisierten europäischen Normen für die Baustoffe von Mauerwerk, weder bei Normaltemperatur, noch unter Brandbeanspruchung. Die rechnerischen Nachweisverfahren selbst fehlen ebenfalls noch. Sie wären besonders hilfreich, um Unstimmigkeiten in den vorliegenden Prüfergebnissen analysieren und bestehen-

de Lücken in den Bemessungshilfen ausfüllen zu können.

4 Die Neufassung von DIN 4102 Teil 4

4.1 Übersicht

DIN 4102 Teil 4 [2], die Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, ist mit der noch gültigen Ausgabe 3/1981 die wichtigste Nachweismöglichkeit des Brandverhaltens von Baustoffen (Baustoffklassen) und Bauteilen (Feuerwiderstandsklassen) im Bereich der „gebräuchlichen Baustoffe, Bauteile und Bauarten“. Die Norm wurde in den vergangenen drei Jahren durch acht Arbeitskreise vollständig überarbeitet und als Gelbdruck (08.92) herausgegeben. Sie wird im März 1994 als Weißdruck erscheinen. Wegen des europäischen Binnenmarktes und um die verallgemeinerungsfähigen Prüferfahrungen der letzten zehn Jahre allen Bauschaffenden zugänglich zu machen, war es sinnvoll, diese Norm zu überarbeiten und auf den neuesten Stand des Brandschutzwesens zu bringen.

Bei der Neugliederung der zukünftigen 150-Seiten-Norm sind die bisherigen Anhänge A bis C entfallen; sie wurden unter Straffung in die Abschnitte 1, 3 und 6 eingearbeitet. Neu ist der Abschnitt 7 über Verbundbauteile. Im folgenden wird auf der Basis von [20] kurz auf die wesentlichen Neuerungen eingegangen.

4.2 Baustoffe

Der Abschnitt 2 wurde vollständig überarbeitet. Im Abschnitt 2.2.2 (Baustoffe der Klasse A 2) sind als Beispiel jetzt Gipskartonplatten nach DIN 18 180 mit geschlossener Fläche genannt; Gipskartonplatten mit gelochter Fläche gelten ohne Nachweis als Baustoff der Klasse B 1. Dazu gehören in der Neufassung auch bestimmte Kunstharzputze, Wärmedämmputzsysteme, Gußasphalt und Walzasphalt. Auch der Abschnitt über Baustoffe der Klasse B 1 wurde teilweise geändert; die grundlegenden Dinge sind jedoch geblieben.

4.3 Massivbauteile

Der Anhang B aus der Fassung 03.81 wurde unter Berücksichtigung wesentlicher Verbesserungen in die Abschnitte über Massivbauteile eingearbeitet. Außerdem erfolgte trotz Erweiterungen eine Straffung und zum Teil Vereinfachung.

Der Abschnitt Mauerwerksbau wurde vollständig überarbeitet. Aus bisher einer Tabelle mit zulässigen Spannungen als Grenzwerten wurden einschließlich der Stürze fünf Tabellen.

Neu ist außerdem eine Tabelle über Wände/Pfeiler aus Leichtbeton mit haufwerksporigem Gefüge nach DIN 4232. Rechnet man hierzu die (alte) Tabelle über Wände aus bewehrtem Porenbeton und die drei Tabellen über Wände aus Stahlbeton

- einseitig vom Brand beanspruchte Wände,
- einseitig vom Brand beanspruchte gegliederte Wände F 90,
- mehrseitig vom Brand beanspruchte Wände,

dann behandeln insgesamt zehn Tabellen die Feuerwiderstandsklassen von Massivwänden.

Der Abschnitt „Brandwände“ wurde vollständig überarbeitet und erweitert. Neben aus der Literatur bekannten, jetzt in die Norm übernommenen Anschlüssen (Wand-Wand, Wand-Decke) gibt es beim Anschluß an bekleidete Stahlstützen (F 90) auch Bekleidungen ohne Stoßsicherung. Eine wesentliche Änderung/Erweiterung ist die Aufnahme von geputzten Wänden z.B. mit Ziegeln nach DIN 105 Teil 2.

4.4 Leichte Wände

Im Bereich der leichten Trennwände (HWL, GKF) wurde nur redaktionell geändert.

4.5 Holzbauteile

Zum Nachweis der Klassifizierung (F 30-B) + (F 90-B) von Gebäudeabschlußwänden bei niedrigen Gebäuden in Holztafelbauart wurde ein Abschnitt mit Randbedingungen für derartige Wände neu aufgenommen. Er enthält Angaben, wie sie aus der Literatur schon bekannt sind.

Da immer häufiger Wände aus Vollholz-Blockbalken beurteilt werden müssen, wurde ein Abschnitt über derartige Wände (F 30-B) eingefügt. Der Abschnitt über Holzbalkendecken wurde redaktionell verbessert, wobei zusätzlich zwei neue Deckentypen (F 30-B) aufgenommen wurden.

Für Dächer wurden zur Klarheit für die Praxis und zur Vermeidung von vielen Querverweisen zum Abschnitt Decken mehrere Tabellen mit den notwendigen Änderungen/Ergänzungen wiederholt. Zusätzlich wurden mehrere Tabellen neu aufgenommen.

Auch wenn diese Erweiterungen äußerlich den Anschein der größeren Bedeutung erwecken, sei an

dieser Stelle darauf hingewiesen, daß Dächer nach bauaufsichtlichen Vorschriften nur selten einer Feuerwiderstandsklasse angehören müssen.

Bezüglich der Abschnitte „Decken + Dächer“ gibt es unter Belassung von Rohrputzdecken o.ä. jetzt zwei Lösungsmöglichkeiten F 30-B, nämlich zusätzliche Bekleidung

- Drahtputzdecke oder
- Gipskarton-Feuerschutzplatten (GKF) – Abschluß

für die Sanierung von Altbauten.

Die Tabellen über Balken, Stützen und Zugglieder lassen auf der Grundlage von DIN 1052, Ausgabe April 1988, für die Lastkombination Druck und Biegung bzw. Zug und Biegung bessere Interpolationsmöglichkeiten zu und gestatten für die Praxis eine schnelle Ermittlung der Mindestquerschnittsgrößen in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad.

Der Abschnitt 5.8 „Feuerwiderstandsklassen von Verbindungen nach DIN 1052 Teil 2“ wurde vollständig überarbeitet, neu gegliedert, auf den Eurocode 5 Teil 1.2 [17] abgestimmt und mit zahlreichen Beispielen versehen.

4.6 Stahlbauteile/Unterdecken

Die Abschnitte über Stahlbauteile und Unterdecken wurden nur redaktionell überarbeitet. Der Anhang C der Fassung 03.81 wurde in den Abschnitt 6.1 eingearbeitet.

4.7 Verbundbauteile

Der Abschnitt 7 „Klassifizierte Verbundbauteile“ wurde neu aufgenommen. Er bezieht sich auf

- DIN 18 806 Teil 1 (03.84) und die
- Richtlinien für Stahlverbundträger (1981/84/91).

Die in den Mitteilungen 4/1988 des Instituts für Bautechnik im Vorgriff auf die Neufassung von DIN 4102 Teil 4 veröffentlichten Bemessungsregeln wurden verbessert. Die Neufassung der Norm enthält nunmehr Konstruktionsgrundsätze und Klassifizierungen für Verbundträger, Verbundstützen und Anschlüsse der Feuerwiderstandsklassen F 30 bis F 180.

4.8 Sonderbauteile

Der Abschnitt 8 „Klassifizierte Sonderbauteile“ wurde erweitert; er enthält jetzt:

- Angaben über G-Verglasungen,
- erweiterte Klassifizierungen zu „Lüftungsleitungen“ und auf den derzeitigen Stand gebrachte Angaben zu „Gegen Flugfeuer und strahlende Wärme widerstandsfähige Bedachungen“.

5 Die Nationale Spiegelung der EG-Normung

5.1 Spiegelung der Eurocodes

Der NABau-Spiegelausschuß 00.32.00 „Konstruktiver Brandschutz“ begleitet die internationalen Aktivitäten zur Regelung rechnerischer Nachweise zum Brandverhalten von Bauteilen und Tragwerken. Dabei wird in sechs Arbeitskreisen zu den Eurocodes 1 bis 6 Stellung genommen und die Normungsarbeit über nationale Kontaktpersonen bzw. Mitarbeiter in den Projektgruppen direkt beeinflußt.

Wesentliche Grundlagen für die Arbeit des Spiegelausschusses wurden in den Forschungsvorhaben [21, 23] erarbeitet. Außerdem wurden und werden Vergleichsrechnungen nach den Eurocode-Entwürfen und eigenen Verfahren durchgeführt. Dabei wird auch der Grad der Absicherung der Rechengrundlagen und -ansätze durch Brandversuche überprüft.

In der nächsten Zeit sollen wesentliche Anforderungen an die Nachweisverfahren und Voraussetzungen für deren Akzeptanz im bauaufsichtlichen Genehmigungsverfahren formuliert werden, die in die nationalen Anwendungsdokumente zu den Brandschutzteilen der Eurocodes einfließen sollen.

5.2 Spiegelung der ISO-Normung

Parallel zum Entwurf harmonisierter Nachweisverfahren für den europäischen Binnenmarkt bemüht sich auf internationaler Ebene auch ISO/TC 92/SC 2/WG 2 um die Normung rechnerischer Nachweise zum Feuerwiderstand von Bauteilen. Hierbei werden zwei Technische Berichte erstellt:

- Interpolation and Extrapolation by Analogy and Calculation of Fire Resistance Tests
- Analytical Determination of Fire Resistance of Structural Elements.

Die Berichte bestehen jeweils aus einem normativen Anwendungsteil und einem Hinter-

grundpapier mit Erläuterungen, Vergleich von Alternativen und Beispielen.

Der o.g. Spiegelausschuß 00.32.00 ist durch seinen Obmann in dieser Arbeitsgruppe vertreten und bringt die deutschen Arbeitsergebnisse in die Technischen Berichte ein.

Auf Initiative des DIN wurde außerdem im Rahmen von ISO/TC 92 ein neues Subcommittee 4 „Fire Safety Engineering“ eingerichtet, dessen Sekretariat und Obmann von Deutschland gestellt werden.

Durch Beteiligung deutscher Fachleute in allen Arbeitsgruppen dieses SC 4 kann die Entwicklung geeigneter, praxisgerechter Modelle und Hilfsmittel für eine realistische, ingenieurmäßige Gesamtbeurteilung des Brandschutzes in Gebäuden maßgeblich mitgestaltet und der deutsche Einfluß auf dem international rasch an Bedeutung gewinnenden Feld des Brandschutzingenieurwesens gesichert werden.

6 Zusammenfassung

Die Praxis hat gezeigt, daß die bauordnungsrechtlichen Vorschriften zum Brandschutz und die Normen und Richtlinien zu deren Umsetzung nach dem Stand der Technik oft zu unflexibel für anspruchsvollere Bauaufgaben sind.

Im Rahmen der europäischen Harmonisierung werden auch Brandschutznachweise in den sog. Eurocodes geregelt. Reifegrad und Anwendungsbereich der Nachweise sind jedoch noch recht unterschiedlich. Eine umfassende Prüfung und Erprobung im Rahmen der nationalen Spiegelung der europäischen Normung erscheint unumgänglich, bevor die Nachweisverfahren im nationalen bauaufsichtlichen Verfahren akzeptiert werden können.

Im nationalen Bereich wird eine Neufassung von DIN 4102 Teil 4 im März 1994 als Weißdruck erscheinen. Neben zahlreichen Verbesserungen und Anpassungen an den erweiterten Kenntnisstand, wurden nunmehr auch Klassifizierungen von Verbundbauteilen aufgenommen.

Auch im Rahmen von ISO/TC 92 sollen rechnerisch Nachweise zum Brandverhalten von Bauteilen (SC 2/WG 2) sowie eine ganzheitliche brandschutztechnische Auslegung von Gebäuden mit ingenieurmäßigen Methoden (SC4/WG1 bis WG5) genormt werden.

7 Literaturhinweise

- [1] Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen von Bauteilen. Ausgabe September 1977
- [2] DIN 4102 Teil 4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile. Ausgabe März 1981
- [3] Hertel, H.: Nachweise für Bauteile im bauaufsichtlichen Verfahren. Technische Akademie Esslingen, Lehrgang Nr. 11254/94.058 „Baulicher Brandschutz“, März 1981
- [4] Sonderforschungsbereich 148 „Brandverhalten von Bauteilen“: Arbeitsbericht 1984 – 1986, Braunschweig, Dezember 1987
- [5] National Swedish Board of Physical Planning and Building: Brandteknisk dimensionering (Fire Engineering Design). Comments on SBN (Swedish Building Code), No. 1976: 1, Stockholm, 1976
- [6] Pettersson, O., Magnusson, S. E. and Thor, J.: Fire Engineering Design of Steel Structures. Swedish Institute of Steel Construction. Publication No. 50. Stockholm, 1976
- [7] ECCS, Technical Committee 3, Fire Safety of Steel Structures – Calculation of the Fire Resistance of Load Bearing Elements and Structural Assemblies Exposed to the Standard Fire. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam-Oxford-New York, 1983
- [8] Hadvig, S.: Charing of Wood in Building Fires – Practice, Theory, Instrumentation, Measurements. Laboratory of Heating and Air Conditioning. Technical University of Denmark, Copenhagen, 1981
- [9] Kordina, K. und Meyer-Ottens, C.: Holz-Brandschutz-Handbuch. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e. V., München, 1983
- [10] Kordina, K. und Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1981
- [11] CEB (Comité Euro-International du Béton): Design of Concrete Structures for Fire Resistance. Appendix to the CEB Model Code, Bulletin d'Information No. 145, Paris, 1982
- [12] Haß, R., Meyer-Ottens, C. und Quast, U.: Verbundbau-Brandschutz-Handbuch. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1989
- [13] prENV 1991-2-7-Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures; Part 2.7: Actions on Structures Exposed to Fire. Draft 25 February 1993
- [14] prENV 1992-1-2-Eurocode 2: Design of Concrete Structures; Part 1.2: Structural Fire Design. Draft May 1993
- [15] prENV 1993-1-2-Eurocode 3: Design of Steel Structures; Part 1.2: Structural Fire Design. Draft May 1993
- [16] prENV 1994-1-2-Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures; Part 1.2: Structural Fire Design. Second Draft 1992
- [17] prENV 1995-1-2-Eurocode 5: Design of Timber Structures; Part 1.2: Structural Fire Design. Working Draft September 1992
- [18] Eurocode 6. Design of Masonry Structures; Part 10: Structural Fire Design. First Draft April 1990
- [19] DIN 4102 Teil 3 – Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Brandwände und nichttragende Außenwände, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen. Ausgabe September 1977
- [20] Meyer-Ottens, C.: DIN 4102 Teil 4, Ausgabe 1993 – Überblick über die Neuerungen. 5. Fachseminar „Brandschutz – Forschung und Praxis“, Braunschweig, 6./7. Oktober 1993
- [21] Hossler, D., Dorn, T., Kiel, M., Richter, E.: Praxisgerechte brandschutztechnische Auslegungsverfahren. Abschlußbericht im Auftrag des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (Az.: B I 6 B-810788-9), Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Januar 1991
- [22] Bock, H. M. und Erbay, S.: Die kritische Stahltemperatur von Bauteilen und Bauwerkssystemen aus Stahl. Stahlbau 62 (1993), Heft 4, 107 – 115
- [23] Hossler, D., Dorn, T. und El-Nesr, O.: Entwicklung und Absicherung praxisgerechter Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundbauteilen. Abschlußbericht im Auftrag der Stiftung Stahlanwendungsforschung im Stifterverband für die Deutsche Wissenschaft e. V. auf Antrag der Forschungsvereinigung der Arbeitsgemeinschaft der Eisen und Metall verarbeitenden Industrie e.V. (AVIF). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Juni 1993

Die „normale“ Statik ist nur ein Sonderfall der zeitabhängigen Belastung

Schwingungen und Erschütterungen können unvermutete Beanspruchungen und erhebliche Schäden verursachen

Unserer Bauwerke werden normalerweise so berechnet, daß ihre Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit von Erschütterungen und Schwingungen nicht beeinträchtigt werden. Wenn aber plötzliche oder auch unbemerkt langanhaltende Einwirkungen auftreten, die bei der Planung vom Aufsteller und vom Prüfer nicht berücksichtigt und auch nicht erkannt worden sind, dann kann es am fertigen Bauwerk zu Schäden kommen, deren Ursachen häufig nicht nur schwierig festzustellen sind, sondern deren Folgen meistens auch nur sehr schwer zu beheben sind. Die Anforderungen an den Erschütterungsschutz sind deshalb bei der Planung und bei der Prüfung sehr hoch anzusetzen.



Dr.-Ing. Helmut Kramer

ist seit 1972 Beratender Ingenieur in Hamburg und seit 1979 Prüfingenieur für Baustatik; er hat einen Lehrauftrag im Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik an der TU Berlin und war von 1980 bis 1992 Obmann des Arbeitskreises 9 „Baugruddynamik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau

Einleitung

„Ich bin erschüttert“ – Diese Formulierung bedeutet in der Umgangssprache, daß wir zutiefst *bewegt* sind.

Auch in der Fachsprache bedeuten „Erschütterungen“ *Bewegungen* – also zeitliche Veränderungen eines Verformungszustandes.

Wir brauchen aber über Erschütterungen nicht unbedingt erschüttert zu sein. Es gibt genügend Möglichkeiten, Erschütterungen soweit zu reduzieren, daß sie für uns und unsere Bauwerke erträglich sind. Allerdings muß die Gefahr rechtzeitig erkannt werden, was von einem *Statiker* besondere Aufmerk-

BUNDESVEREINIGUNG DER PRÜFINGENIEURE FÜR BAUSTATIK

JUNGFERNSTIEG 49 · D-2000 HAMBURG 38 · TEL. (040) 35 00 90 · FAX (040) 35 00 91 00

In statischer Hinsicht geprüft
 Prüf.-Nr. _____ des Prüfverzeichnisses
 Hamburg, den _____
Prüfingenieur für Baustatik
 (Fachrichtung Massivbau + Stahlbau)
 gemäß PrüfungVO vom 4. Januar 1972
Dr. Ing. Helmut Kramer
 Glockengießerwall 1
 2000 Hamburg 1
 Ruf 33 00 39

IN BAUTECHNISCHER HINSICHT GEPRÜFT
 PRÜFNr.: _____ HAMBURG, DEN _____

DR.-ING. HELMUT KRAMER
 PRÜFINGENIEUR FÜR BAUSTATIK

FACHRICHTUNG MASSIVBAU + STAHLBAU
 GEM. PRÜFUNG-VERORDNUNG VOM 4.1.1972
 GLOCKENGIEßERWALL 1 2000 HAMBURG 1
 TEL. (040) 33 00 39 FAX (040) 33 80 92

Abb. 1

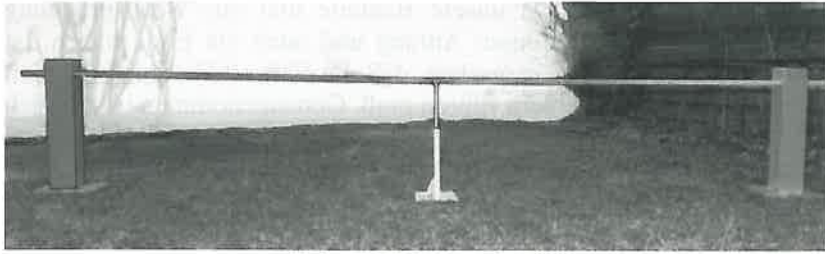


Abb. 2

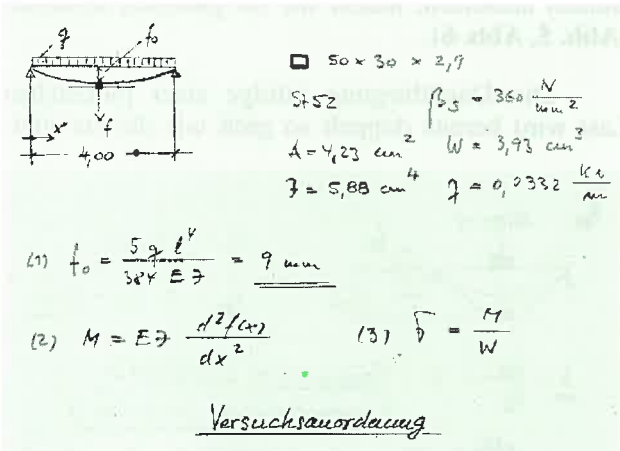


Abb. 3

samkeit erfordert. Ist er doch üblicherweise für Ruhe zuständig und nicht für Bewegung – zumindest am Bau.

Der Prüfstempel in Hamburg (Abb. 1) hat sich in die richtige Richtung verändert. Oben die alte Fassung „In statischer Hinsicht geprüft“, unten die heute gültige Fassung „In bautechnischer Hinsicht geprüft“.

Aber immer noch heißen wir „Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik“, obwohl die Prüfung des Wärme-, Schall- und Brandschutzes sowie des Erschütterungsschutzes längst zu unseren Aufgaben gehört.

Wann wird sich das ändern?

In der Hamburgischen Bauordnung steht unter § 3 Allgemeine Anforderungen:

„Bauliche Anlagen . . . sind so . . . zu errichten . . . daß die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben und Gesundheit, nicht gefährdet werden und keine unzumutbaren Belästigungen entstehen können.“

Zu den Belästigungen gehören aber auch Erschütterungen, denn weiter heißt es in § 18:

„Erschütterungen und Schwingungen, die von ortsfesten Anlagen . . . ausgehen, sind so zu dämmen, daß Gefahren oder unzumutbare Belästigungen nicht entstehen.“

Bei nicht ortsfesten Anlagen, wie Verkehr und Baustellenbetrieb und vor allem bei Grundstücksgrenzen überschreitenden Bodenerschütterungen, gelten die Anforderungen des Bundes-Immissionschutzgesetzes. Unter § 3 Begriffsbestimmungen heißt es:

„Immissionen im Sinne dieses Gesetzes sind auf Menschen sowie Tiere, Pflanzen oder andere Sachen einwirkende . . . Erschütterungen.“

Die Einschränkung auf ortsfeste Anlagen fehlt hier.

Diese Hinweise mögen genügen, um deutlich zu machen, daß Prüfengeure gesetzlich dazu verpflichtet sind, sich auch um den Erschütterungsschutz zu kümmern.

Neben Standsicherheit, Gebrauchsfähigkeit, Bauphysik und Erschütterungsschutz werden wir uns künftig auch um Prüfungen im technischen Umweltschutz intensiv bemühen müssen, bevor andere diesen Bereich abdecken!

I.

Unter dem Begriff „Erschütterungen“ im technischen Sinne werden mechanische Schwingungen von festen Körpern verstanden.

Mit „Erschütterungsschutz“ sind alle Maßnahmen gemeint, die geeignet sind, die Schwingungsamplituden so weit zu begrenzen, daß die Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit baulicher Anlagen gewährleistet sind.

Wenn allerdings zeitabhängige Einwirkungen bei der Planung vom Aufsteller und Prüfer nicht erkannt, oder einfach nicht ernst genug genommen werden, dann kann es am fertigen Bauwerk zu Schäden kommen, die nachträglich meistens nur schwierig zu beheben sind.

Die Folge sind Gerichtsverfahren, an denen bekanntlich Juristen gut verdienen, weil vorher an Ingenieurleistungen gespart wurde. Leider werden von den Maschinenherstellern die erforderlichen Eingangsdaten für Schwingungsberechnungen oftmals nur zögerlich, ungenau oder gar nicht zur Verfügung gestellt. Nachträglich wird dann gestritten, ob die Mitteilungspflicht oder die Nachfragepflicht höher zu bewerten sei.

Ich möchte im folgenden die Besonderheiten und Gefahren bei zeitabhängigen Einwirkungen

möglichst anschaulich vorführen. Es gibt eine Reihe von Parametern, die bei einer statischen Betrachtungsweise keine Rolle spielen und daher leicht übersehen werden.

Als Demonstrationsmodell und gleichzeitig als Rechenbeispiel soll der statisch bestimmt gelagerte Balken auf zwei Stützen (**Abb. 2, Abb. 3**) dienen, an dem alle Effekte gezeigt werden können, die auch bei komplizierten Stabwerken oder Flächentragwerken auftreten.

Als Maß der Beanspruchung dient die Durchbiegung in Feldmitte. Ihre Größe f_0 unter Eigengewicht des Balkens markiert die Null-Lage für alle späteren Betrachtungen. Bei Schwingungsberechnungen werden generell zunächst Verformungen ermittelt und daraus Schnittkräfte und Spannungen errechnet.

Wir wollen die Durchbiegung bei statischen Einwirkungen f_{st} nennen und sie als Bezugsgröße für die Durchbiegung bei zeitabhängigen Einwirkungen $f(t)$ benutzen. Der Quotient aus $f(t)$ und f_{st} wird als Vergrößerungsfunktion V bezeichnet. $V = f(t)/f_{st}$

Setzt man näherungsweise die zeitabhängige Biegelinie gleich der statischen Biegelinie

$$f(x)_{stat} \approx f(x)_{dyn}$$

– dann ist V der dynamische Lastfaktor, mit dem eine *statische Ersatzlast* angegeben werden kann $P_{st,E} = V \cdot Q$. Das allseits beliebte Rechnen mit statischen Ersatzlasten hat aber dort seine Grenze, wo die oben genannte Näherung nicht mehr gegeben ist!

Wenn wir die statische Beanspruchung eines Bauteiles angeben (**Abb. 4**), dann meinen wir damit eine Beanspruchung, die von der Zeit unabhängig ist, die also zu allen Zeiten gleich groß ist.

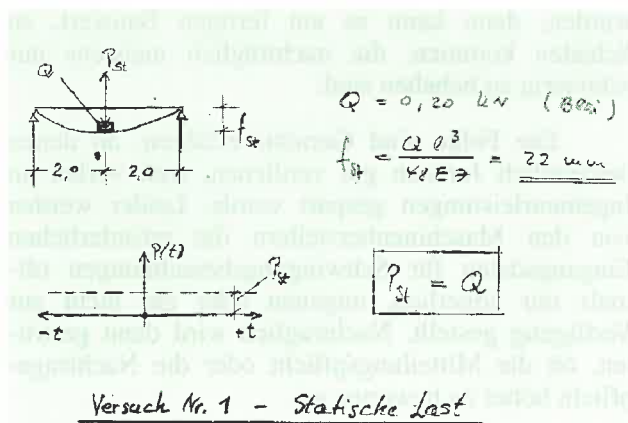


Abb. 4

Da unsere Bauteile und ihre Beanspruchung jedoch einen Anfang und auch ein Ende haben, ist leicht einzusehen, daß die Vernachlässigung der Zeit zu Fehlern führen muß. Genaugenommen ist nämlich jede Einwirkung eine Funktion der Zeit $P = P(t)$ und demzufolge auch die Durchbiegung $f = f(t)$.

Betrachten wir zunächst den einfachsten Fall:

Wir haben eine Last und wollen sie auf einen Balken aufsetzen, indem wir sie plötzlich loslassen (**Abb. 5, Abb. 6**).

Die Durchbiegung infolge einer plötzlichen Last wird bereits doppelt so groß wie die zur glei-

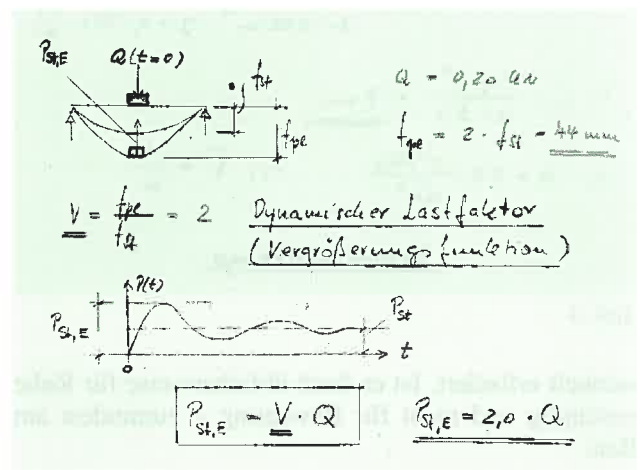


Abb. 5



Abb. 6

chen Last gehörende statische Durchbiegung. Der teleskopische Maßstab auf **Abb. 6** zeigt die maximale Schwingungsamplitude f_{pl} infolge der plötzlich aufgesetzten Last.

Da wir im Stahlbau mit einer Sicherheit $\eta = 1,70$ gegen die Streckgrenze rechnen, tritt durch das plötzliche Aufsetzen einer Last bereits eine Überbeanspruchung auf.

Nur deshalb, weil normalerweise nicht alle Bemessungslasten gleichzeitig aufgesetzt werden, treten so selten Schäden auf.

Ich hatte vor Gericht eine Stahlbühne zu beurteilen, die nach dem plötzlichen Aufsetzen eines schweren Elektromotors eine über der Streckgrenze liegende Durchbiegung hatte.

Nur dann, wenn die Last *sehr langsam* aufgesetzt wird, also keine Massenkkräfte auftreten, gilt die statische Durchbiegung auf.

Sie ist ein Grenzwert und zwar der kleinste aller möglichen Werte!

Was „sehr langsam“ bedeutet, werden wir etwas später erläutern.

Betrachten wir nun den Fall, daß die Last nicht nur plötzlich aufgesetzt wird, sondern zusätzlich noch von einer gewissen Höhe herabfällt.

Beim Abladen von Baumaterial, beim Abbruch von Bauteilen oder beim Versagen von Hubvorrichtungen kommt es zu derartigen Belastungsfällen.

Beim Entladen von Stahlteilen aus einer Schute im Hamburger Hafen war das Seil gerissen, die Stahlteile fielen zurück in die Schute, durchschlugen den Boden, und in wenigen Minuten war die Schute gesunken. Die beiden Arbeiter konnten sich retten, indem sie ins Wasser sprangen.

Abb. 7 und Abb. 8 demonstrieren die Gefährlichkeit fallender Lasten.

Vor Gericht hatte ich einen Unfall zu beurteilen, bei dem ein Bauarbeiter zu Tode gekommen war, weil ein Gerüstbrett gebrochen war.

Laboruntersuchungen hatten ergeben, daß das Gerüstbrett in gutem Zustand war. Es stellte sich heraus, daß der Mann von der Mauerbrüstung einen kleinen Sprung auf das Brett gemacht hatte. In DIN 4420, Teil 1 Arbeits- und Schutzgerüste, wird nur eine statische Berechnung gefordert, mit einem Sicherheitsbeiwert für die Einwirkungen von 1,50.

Wir haben gesehen, daß schon bei $h = 0$ diese Sicherheit nicht ausreicht. Es ist erstaunlich, daß ein derartiges Unglück nicht häufiger passiert.

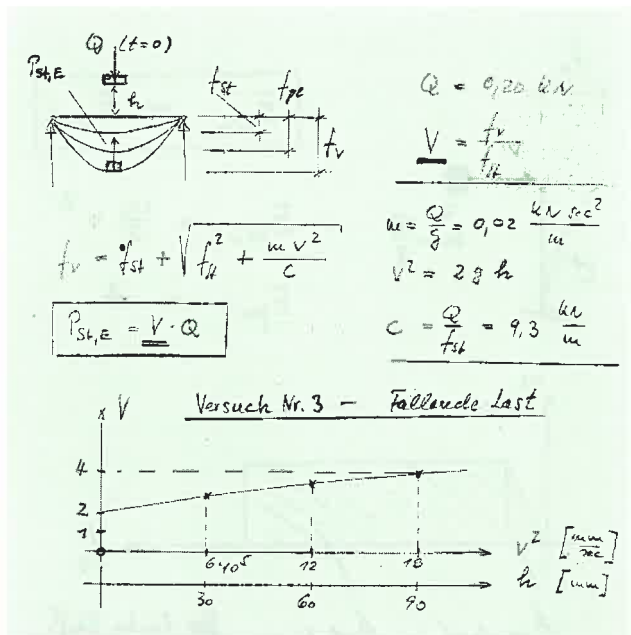


Abb. 7

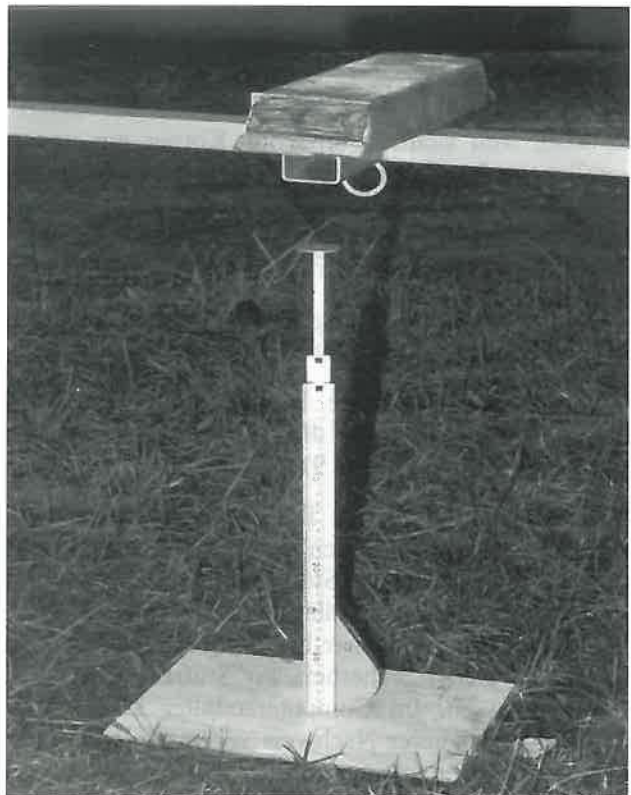


Abb. 8

Der teleskopische Maßstab auf **Abb. 8** zeigt die maximale Schwingungsamplitude infolge einer fallenden Last aus einer Höhe $h = 90$ mm. Sie ist bereits viermal so groß wie die zur gleichen Last gehörende statische Durchbiegung!

Was wir bisher beschrieben haben, wird als „*harter Stoß*“ bezeichnet. Hierzu gehört, neben den

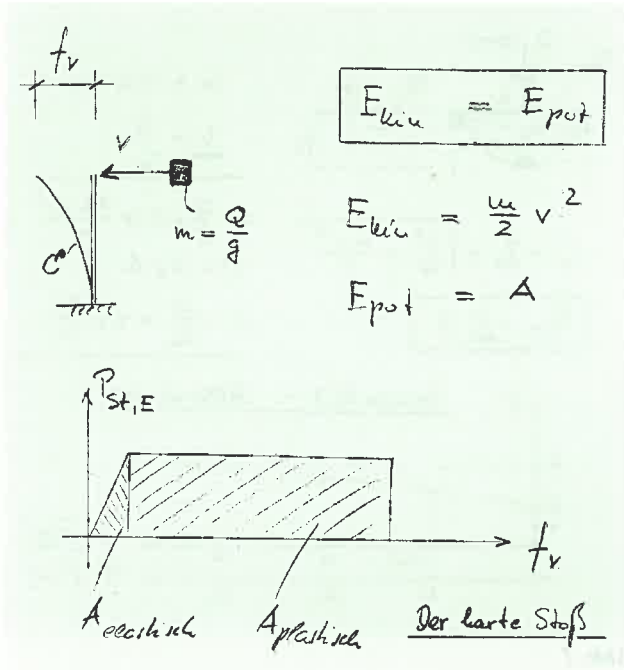


Abb. 9

herabfallenden Lasten, vor allem auch der Anprall von Fahrzeugen an stützende Konstruktionen. „Hart“ deshalb, weil sich der stoßende Körper nur unwesentlich verformt, während der gestoßene Körper – also die Baukonstruktion – durch seine Deformationsarbeit E_{pot} die Bewegungsenergie E_{kin} des stoßenden Körpers aufzehrt.

Die Grundgleichung für den harten Stoß heißt $E_{kin} = E_{pot}$ mit $E_{kin} = (m/2) v^2$.

Der entscheidende Eingangsparameter beim harten Stoß ist demnach die Geschwindigkeit v des stoßenden Körpers (Abb. 9).

Die in DIN 1055, Teil 3, angegebenen statischen Ersatzlasten für den Anprall von LKWs und Gabelstapler sowie die Stoßzahlen von 1,0 bis 1,4 stellen eine sehr grobe Näherung an die tatsächlichen Vorgänge dar, so daß wir im Grunde gar nicht wissen, mit welcher Sicherheit wir Stützen gegen Anprall bemessen. Im Computerzeitalter könnte hier längst ein genauere Nachweis verlangt werden, der ohne großen Zeitaufwand möglich ist.

II.

Wir kommen nun zum sogenannten „weichen Stoß“, der immer dann eintritt, wenn die kinetische Energie des stoßenden Körpers im wesentlichen von seiner eigenen Deformationsarbeit aufgezehrt wird.

Die einwirkende Kraft $P(t)$ ist jetzt der entscheidende Eingangsparameter. Sie wird unabhängig von der Steifigkeit der Baukonstruktion ermittelt.

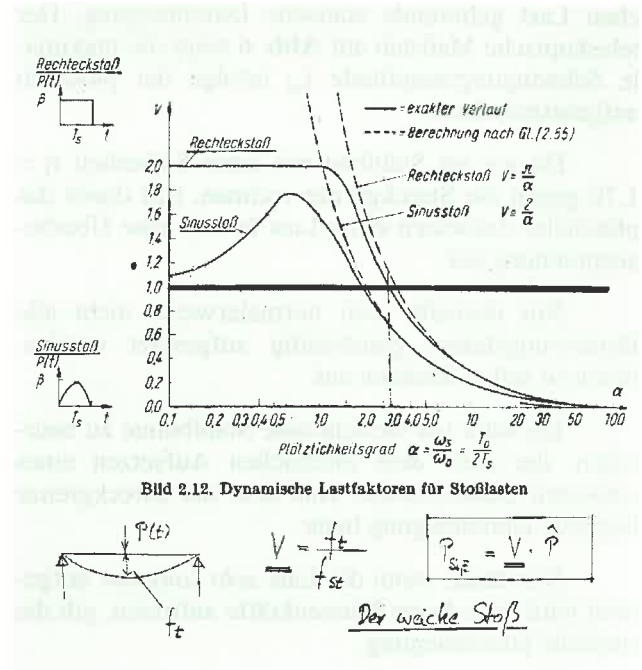


Abb. 10

$P(t)$ wird bei Crash-Versuchen an einem starren Widerlager gemessen oder mit finiten Elementen errechnet. Hierzu gehören z.B. Schiffsanprall an Brückenpfeiler oder Wehre, oder Fahrzeuganprall an starre Bauteile, Explosionslasten, Flugzeugabsturz, Kurzschlußmomente von Elektromotoren.

Abb. 10 zeigt die Wirkung eines weichen Stoßes. Dazu müssen wir die fallende Last mit einer Knautschzone versehen. Die max. Schwingungsamplitude wird jetzt deutlich kleiner. An zwei exemplarischen Kraft-Zeit-Verläufen kann man erkennen, wovon die Bauwerksbeanspruchung beim weichen Stoß abhängt.

Auf der Ordinate ist der dynamische Lastfaktor $V = f_t/f_{st}$ aufgetragen. Er gibt an, um wieviel die Durchbiegung f_t größer ist als im statischen Fall f_{st} .

$f_t / f_{st} = 1$ bedeutet also, dynamische und statische Durchbiegung sind gleich groß. Auf der Abzisse ist der Plötzlichkeitsgrad angegeben. Er enthält die Stoßdauer T_s und die Eigenschwingdauer T_0 der gestoßenen Baukonstruktion. Eigenschwingdauer T_0 [sec], Eigenkreisfrequenz ω_0 [1/sec] und Eigenfrequenz n_0 [Hz] stehen in dem bekannten Zusammenhang:

$$T_0 = 1/n_0 = 2\pi / \omega_0$$

Damit kommen wir zu einem weiteren Parameter, der bei Schwingungsberechnungen von Bedeutung ist und bei statischen Berechnungen nicht in Erscheinung tritt.

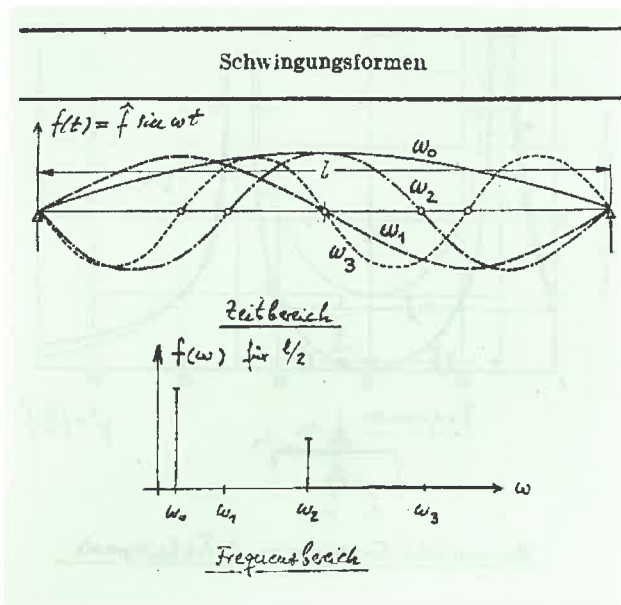


Abb. 11

Jeder fester Körper hat soviel Eigenfrequenzen wie Freiheitsgrade. Ein starrer Körper, der durch Federn gehalten wird, hat max. sechs Freiheitsgrade (drei translatorische und drei rotatorische).

Ein elastischer Balken hat unendlich viele Freiheitsgrade, die Eigenformen genannt werden, und zu jeder Eigenform gehört eine Eigenfrequenz (Abb. 11).

Darauf soll ausdrücklich hingewiesen werden, weil es oft zu Fehleinschätzungen kommt, wenn die höheren Eigenfrequenzen vergessen werden. Zu beachten sind also neben der Grundschwingung ω_0 auch die Oberschwingungen $\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots$. An den Eigenformen der Oberschwingungen läßt sich leicht erkennen, daß für sie eine Ähnlichkeit mit der statischen Biegelinie nicht gegeben ist, daß für sie also keine statischen Ersatzlasten angegeben werden können!

Durch stoßartige Anregung und anschließendes Ausschwingen läßt sich die Grundeigenfrequenz experimentell am Bau leicht ermitteln.

Für die rechnerische Ermittlung der Grundeigenfrequenz gibt es eine einfache Formel, die man sich leicht merken kann:

$$\omega_0 = \sqrt{c/m} \quad \begin{array}{l} c: = \text{Federsteifigkeit} \\ m: = \text{Masse} \end{array}$$

Diese Formel gilt für Systeme mit einem Freiheitsgrad und für die Grundeigenfrequenz eines Balkens, wenn der Balken als Feder und seine Belastung als Masse aufgefaßt wird.

Wichtig für uns ist die qualitative Aussage dieser Formel, wie sich Änderungen von c und m auf das Eigenschwingverhalten auswirken. Da Federsteifigkeit und Masse unter der Wurzel stehen, läßt sich die Eigenfrequenz bei baupraktischen Fällen nachträglich kaum noch wesentlich verändern.

Kehren wir zurück zu den beiden Kraft-Zeit-Verläufen (Abb. 10). Der Rechteckstoß war uns schon bei der plötzlichen Belastung mit $h = 0$ begegnet. Wir sehen hier bestätigt, daß die zeitabhängige Durchbiegung doppelt so groß werden kann wie die statische – aber nur für kleine Plötzlichkeitsgrade – also für $T_0 \ll T_s$

$$\text{Für } T_0 \gg T_s \text{ geht } f_t \rightarrow 0$$

Der Sinusstoß erklärt nun, was „sehr langsames“ Aufbringen einer Last bedeutet, damit der statische Grenzfall, mit dem wir im Allgemeinen rechnen, gegeben ist.

$$\text{Es muß } T_0 \ll T_s \text{ sein, dann ist } f_t = f_{st}.$$

Bei $T_0 = 2 T_s$ kommt es aber auch zu einem dynamischen Lastfaktor von fast 2!

Also: Je schneller eine Baukonstruktion frei schwingt, desto schneller kann eine Last aufgebracht werden, ohne daß es zu einer wesentlichen Amplituden-Überhöhung kommt.

Genaugenommen muß die Eigenschwingdauer der Baukonstruktion bekannt sein, um beurteilen zu können, ob es zulässig ist, mit dem statischen Grenzfall zu rechnen.

War es beim harten Stoß die Auf- oder Anprallgeschwindigkeit, so ist es beim weichen Stoß der Quotient aus T_0 und T_s (Plötzlichkeitsgrad), der den dynamischen Lastfaktor bestimmt.

III.

Bisher haben wir uns mit zeitlich begrenzten „stoßartigen Einwirkungen“ beschäftigt, die im gewissen Sinne den Charakter der Einmaligkeit aufweisen sollen.

Nach den stoßartigen werden wir nun die „periodischen Vorgänge“ an unserem Modell darstellen (Abb. 12).

Kraft-Zeit-Verläufe sind dann periodisch, wenn sie sich regelmäßig wiederholen und zwischen zwei Ereignissen die Eigenschwingung nicht abgeklungen ist. Wir schreiben dann

$$P(t) = P \sin \Omega t$$

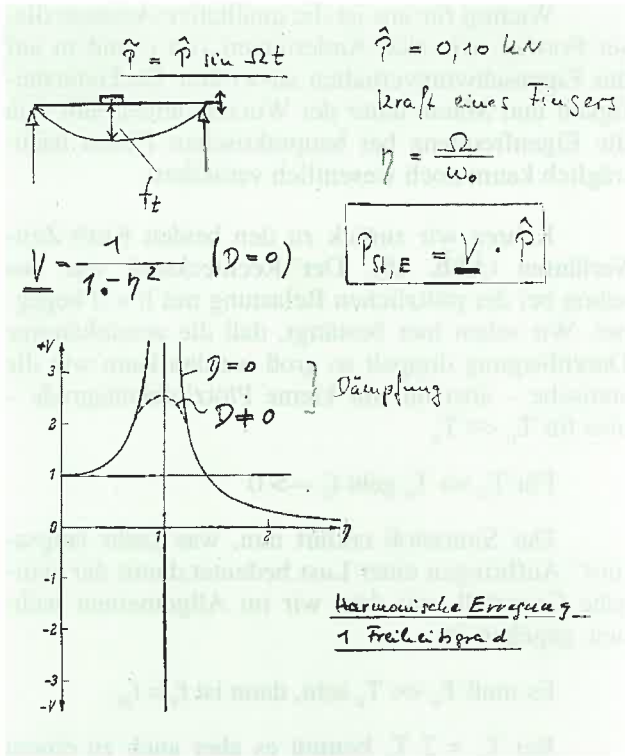


Abb. 12

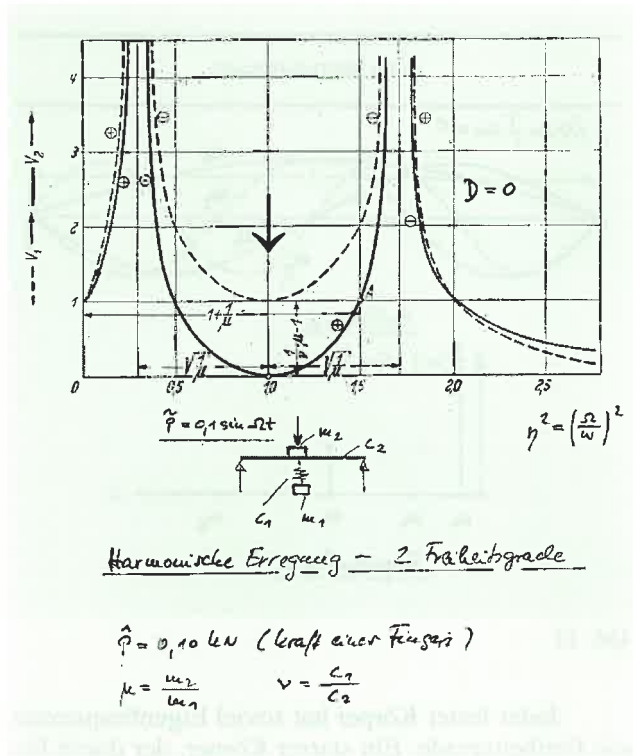


Abb. 13



Abb. 14

Zur deutlichen Unterscheidung von den Eigenfrequenzen – ω –, schreiben wir die Erregerfrequenzen mit Ω . Alle Maschinen mit bewegten Teilen erzeugen periodische Kräfte.

Auch die menscheninduzierten Schwingungen sind nicht zu unterschätzen. Immerhin mußte die Tri-

büne des Hamburger Volksparkstadions für Konzertveranstaltungen gesperrt werden, weil das rhythmische Hüpfen zu erheblichen Amplituden geführt hatte. Das gleiche Phänomen kennen wir von Tanzveranstaltungen und Fußgängerbrücken.

Da sich alle periodischen Vorgänge als Überlagerung von mehreren Sinusschwingungen darstellen lassen, beschränken wir uns auf sinusförmige – also harmonische – Erregung.

Aber Achtung: So, wie es in den meisten Fällen mehrere Eigenfrequenzen gibt, kann es neben der Grunderregerfrequenz auch mehrere Erregerfrequenzen höherer Ordnung geben. Ihre Nichtbeachtung kann zu unerwarteten Resonanzerscheinungen führen!

An einem Schwingungssystem mit einem Freiheitsgrad – nämlich der Grundschwingung des Balkens mit Einzelmasse (Abb. 6, Abb. 8) – und der Einwirkung $P(t) = P \sin \Omega t$ können wir die wichtigsten Phänomene zeigen. Es ist erstaunlich, daß die geringe Kraft eines Fingers an unserem Modell ausreicht, sehr große Schwingungsamplituden zu erzeugen, wenn wir in Resonanz erregen $\omega = \Omega$. Bei kleiner Materialdämpfung kann das zum Versagen der Konstruktion führen.

An dieser Stelle möchte ich auf eine Schwierigkeit bei zeitabhängigen Berechnungen hinweisen, die es bei statischen Berechnungen nicht gibt.

Meistens sind in praktischen Fällen die Eingangsparameter für Berechnungen mit Unsicher-

heiten behaftet. Bei statischen Berechnungen ist es üblich, sich dann auf die *sichere Seite* zu legen. Bei der Berechnung der statischen Durchbiegung f_{st} wird z.B. häufig die Einwirkung P etwas größer und das Trägheitsmoment etwas kleiner gewählt, damit die größte Durchbiegung herauskommt. Diese Möglichkeit ist bei zeitabhängigen Berechnungen prinzipiell nicht gegeben, weshalb das Risiko, falsch zu prognostizieren, groß ist.

Abb. 12 zeigt: Links von der Resonanzstelle bringt ein zu groß errechnetes ω_0 zu günstige Werte. Rechts von der Resonanzstelle bringt ein zu klein errechnetes ω_0 zu günstige Werte!

Die statische Ersatzlast errechnet sich in diesem Fall:

$$P_{st,E} = V \cdot P \text{ mit } V = 1 / (1 - \eta) \text{ für } D = 0$$

Ein besonders merkwürdiger Effekt zeigt sich bei gekoppelten Systemen mit mehreren Freiheitsgraden, also mehreren Eigenfrequenzen. Sie kennen das Phänomen von Geländerstützen auf dem Oberdeck von Schiffen: Alle ruhen, nur eine zittert. Die Erregerkräfte des Schiffsmotors pflanzen sich von Deck zu Deck fort, ohne spürbare Schwingungsamplituden zu zeigen. Bis ganz oben eine Geländerstütze in Resonanz gerät.

Diese Beobachtung machen wir auch bei Bodenerschütterungen, die vom Fundament in das Gebäude hinein übertragen werden. Sie pflanzen sich innerhalb des Gebäudes fort, ohne daß im Allgemeinen etwas zu spüren ist, bis vielleicht eine Decke – im obersten Geschoß – zu Resonanzschwingungen angeregt wird.

Meines Wissens gibt es in der Statik keinen Fall, bei dem eine Einwirkung am Ort ihrer Einwirkung kleine Verformungen bewirkt und erst weit entfernt große Verformungen auftreten.

Dieses Phänomen bei gekoppelten Systemen wird zur Schwingungstilgung technisch genutzt, wie z.B. bei Brücken-, Schornstein- oder Deckenschwingungen. An unserem Modell kann man sehen, wie die großen Schwingungsamplituden des Balkens mit Einzelmasse (**Abb. 6, Abb. 8**) aufgrund einer zweiten federnd aufgehängten Masse (Tilgermasse) nahezu gegen Null gehen (**Abb. 13, Abb. 14**).

IV.

Der Erschütterungsübertragung durch den Boden wird man künftig besondere Bedeutung beimessen, da einerseits die Umweltschutzgesetze Emissionen über Grundstücksgrenzen hinweg einschränken und andererseits durch die Verknappung

von Baugrundstücken bauliche Anlagen immer dichter an Erschütterungsquellen heranrücken.

Das führt uns zur *Wellenausbreitung*.

Ein durch zeitabhängige Kräfte belasteter Gründungskörper führt Schwingungen aus, die sich in Form von Wellen im Boden fortpflanzen.

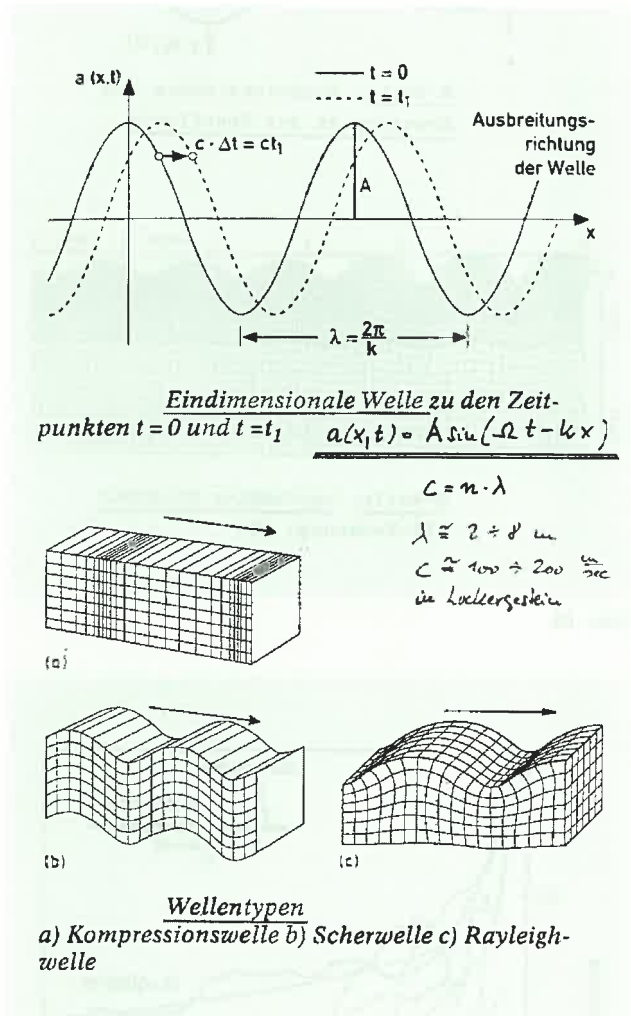


Abb. 15

Ich hatte einen Schaden zu begutachten, bei dem eine Vibrationsramme beim Einbringen eines Stahlpfahles eine benachbarte Mauerwerkswand fast zum Einsturz gebracht hatte.

Galt für die bisher behandelte Schwingungsamplitude $f(t) = f \sin \Omega t$, so gilt für die Wellenamplitude

$$a(t,x) = A \sin(\Omega t - kx)$$

mit $k = 2 \pi / \lambda$.

λ : Wellenlänge (**Abb. 15**).

Durch die Wellenausbreitung kommt es zu einem Energietransport in den Baugrund hinein und

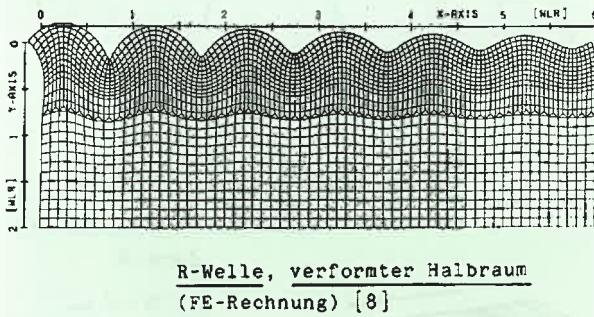
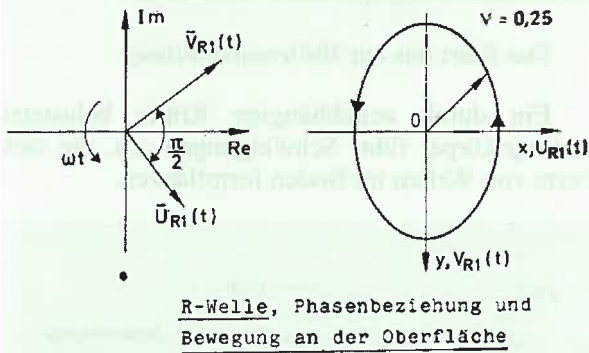


Abb. 16

damit einerseits zu einer Abnahme der Wellenamplituden mit der Entfernung von der Quelle und andererseits zu einer gedämpften Schwingung des Gründungskörpers.

Diese Dämpfung wird als Abstrahlungsdämpfung bezeichnet und tritt auch in ideal elastischem Material auf.

Sie ist physikalisch etwas grundsätzlich anderes als die zuvor erwähnte Materialdämpfung, obwohl beide mathematisch gleich behandelt werden. Selbstverständlich hat auch der Boden Materialdämpfung, die jedoch erheblich geringer als die Abstrahlungsdämpfung ist, und deshalb vernachlässigt wird.

Der wachsenden Bedeutung der Erschütterungsausbreitung durch den Boden Rechnung tragend hat der Arbeitskreis 9 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau im Herbst 1992 „Empfehlungen zur Baugrunderdynamik“ herausgegeben (Bautechnik 9/92). Sie gliedern sich in drei Teile.

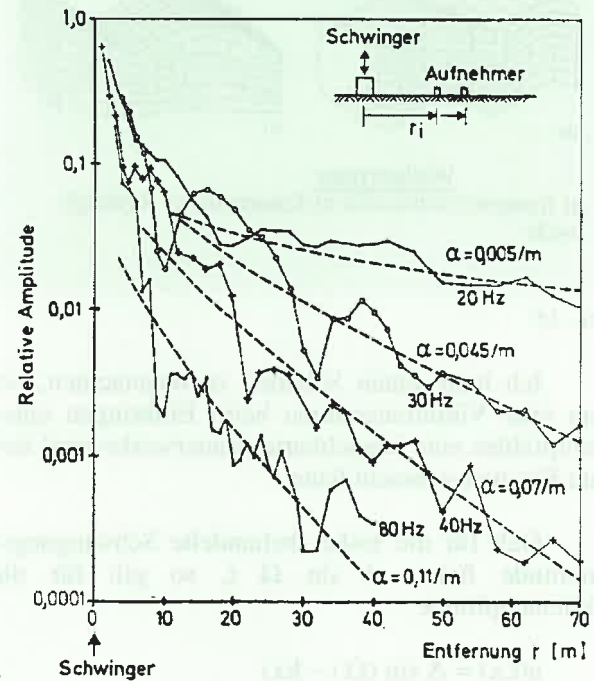
E1 Bodendynamische Kennwerte: Ebenso wie bei den Baukonstruktionen, bei denen zwischen dem statischen und dynamischen E-Modul zu unterscheiden ist, wird beim Boden der statische und dynamische Steifemodul unterschieden. Die Möglichkeiten, den dynamischen Steifemodul durch Feld- und Laborversuche oder näherungsweise rechnerisch zu ermitteln, werden in E 1 beschrieben.

Das normale Baugrundgutachten mit den üblichen bodenmechanischen Kennwerten reicht zur Ermittlung der bodendynamischen Kennwerte nicht aus!

E2 Wellenausbreitung im Baugrund: Für alle Bauwerke, die in der Nähe der Bodenoberfläche gegründet werden, ist die Ausbreitung der Oberflächenwelle, der sogenannten Rayleigh-Welle, von Bedeutung. Sie transportiert die meiste Energie. Die Amplituden der Kompressions- und die Scherwelle nehmen mit der Entfernung von der Quelle schnell ab (Abb. 15).

Die Oberflächenwelle (Abb. 16) hat eine horizontale und eine vertikale Komponente, kann also Gebäude zu horizontalen und vertikalen Schwingungen anregen. Ihre Amplitude nimmt mit wachsender Tiefe schnell ab. Ihre Abnahmecharakteristika an der Bodenoberfläche mit zunehmender Entfernung von der Erschütterungsquelle werden in E 2 beschrieben.

Allerdings können durch Inhomogenitäten im Boden starke Abweichungen von den Werten des homogenen Bodens auftreten. Messungen vor Ort sind daher dringend zu empfehlen (Abb. 17).



Ausbreitung stationärer, harmonischer Wellen in Sandboden (Messungen)

Abb. 17

Zur Anwendung der Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrunddynamik“ E1–E3 und der DIN 4150 „Erschütterungen im Bauwesen“ T1–T3

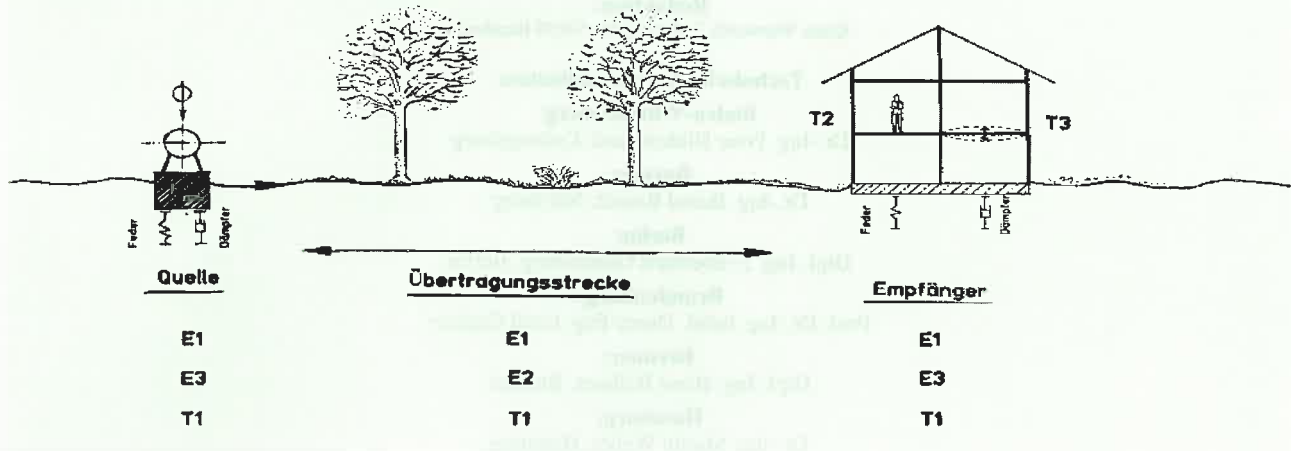


Abb. 18

E3 Federsteifigkeiten und Dämpfungswerte des Bodens: Um die bekannten Formeln der Stabwerksdynamik auch für den Boden anwenden zu können werden diskrete Federsteifigkeiten und Dämpfungswerte angegeben. Sie sind abhängig von dem dynamischen Steifemodul, den Fundamentabmessungen und der Erregerfrequenz.

Das zulässige Maß an Erschütterungen für Gebäude und Menschen ist in DIN 4150 „Erschütterungen im Bauwesen“ festgelegt (Abb. 18). Darüber hinaus wird es in Kürze vom Bundesumweltamt auch eine TA Erschütterungen geben.

Sie wird im Wesentlichen die Nachweisverfahren der DIN 4150 übernehmen, jedoch die Anforderungen etwas modifizieren.

Die DIN 4150 ist ebenfalls in drei Teile gegliedert:

Teil 1 behandelt die Grundsätze zur Vorermittlung und Messung von Schwingungsgrößen,

Teil 2 gibt zulässige Grenzwerte für Erschütterungen an bei Einwirkungen auf den Menschen,

Teil 3 bei Einwirkungen auf Gebäude.

Beachtenswert ist, daß für die Einwirkungen auf Menschen und auf Gebäude die *Schwinggeschwindigkeit* v Grundlage der zulässigen Grenzwerte ist.

Gasch hat nachgewiesen, daß für Balken im Resonanzfall die maximale Biegespannung $\max \sigma \sim \max v$ ist. (Teil 3)

Medizinische Untersuchungen über die Empfindsamkeit des Menschen gegenüber Erschütterungen haben zu dem Ergebnis geführt, daß auch hier die Schwinggeschwindigkeit maßgebend ist.

Man sieht also, daß die statische Beanspruchung, mit der wir uns normalerweise zufriedengeben, nur einen Sonderfall von vielen möglichen zeitabhängigen Beanspruchungen darstellt, und daß dieser Sonderfall meistens auf der unsicheren Seite liegt, also die kleinste Beanspruchung ausweist. Aus vielen Schadensgutachten habe ich gelernt, daß zeitabhängige Phänomene nicht rechtzeitig erkannt worden waren. Daher mein Motto: Gefahr erkannt, Gefahr gebannt.

Für die Vorgehensweise in der Praxis möchte ich dem Ingenieur abschließend die Beachtung folgender fünf meines Erachtens wichtiger Punkte empfehlen:

1. Suchen Sie nach stoßartigen oder periodischen Einwirkungen.
2. Fragen Sie beim Verursacher nach den dynamischen Kenngrößen.
3. Schätzen Sie das Schwingungsverhalten der Konstruktion ab.
4. Fordern Sie bei Gefahr für Bauwerk oder Mensch eine Schwingungsberechnung.
5. Ordnen Sie Kontrollmessungen an.

Mein Dank gilt Herrn Marc Oliver Rosengeist, Student der TU Berlin, für seine fachliche und kritische Hilfe bei der Vorbereitung und Durchführung der Schwingungsversuche.

Quellen der Abbildungen:

- Abb. 2, 6, 8, 14: Foto Uwe-Jens Haß;
 Abb. 10: Betonkalender Teil II 1978;
 Abb. 11, 12, 13: Lorenz: Grundbau-Dynamik, Springer-Verlag;
 Abb. 15, 17: Empfehlungen „Baugrunddynamik“, Bautechnik 9/92;
 Abb. 16: Haupt: Bodendynamik, Vieweg-Verlag

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Baustatik
Dr.-Ing. Günter Timm, Jungfernstieg 49, 20354 Hamburg

Redaktion:

Klaus Werwarth, Lahrring 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:

Dr.-Ing. Martin Weber, 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

Druck:

Vogel-Druck, Würzburg

DTP:

DAGE · Gerda Eiselein
97222 Rimpar

Die meisten der in diesem Heft veröffentlichten Fachartikel sind überarbeitete Fassungen der Vorträge, die bei den Arbeitstagen der Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Baustatik gehalten worden sind.

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

„Der Prüfmgenieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr.
Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.

