



Zeitschrift der Bundesvereinigung
der Prüferingenieure für Baustatik

Der Prüferingenieur

8

April 1996

Seite 2

Gedanken zu einer
veränderten Bauordnung

Seite 10

Nichtlineare Berechnungsmethoden
im Stahlbetonbau nach Eurocode 2

Seite 30

Holzpfehlgründungen tragen häufig
auch nach hundert Jahren noch

Seite 39

Das Brandverhalten
von Stahlverbundstützen

Seite 64

Staatsentlastung ohne
Qualitätsverluste für den Bauherren

Editorial

Dr.-Ing. Jürgen Braun
Gedanken zu einer veränderten Bauordnung 2

Nachrichten

Sachsen: Intensiv-Seminar zum Abbau
der Scheu vor europäischen Normen 4

Mitgliederversammlung und Arbeitstagung
der BVPI und des BBÜV im September 5

BVPI-Brandschutz-Seminar wird
dieses Jahr in ganz Deutschland wiederholt 6

Deutsches Institut für Prüfung und Überwachung:
Neue Organisation für interdisziplinäre Prüfaufgaben 7

NRW: Die Prüfsachverständigen für Baustatik sind jetzt
auch „staatlich anerkannte Sachverständige“ 8

Im Juni in Steinfurt: Tagesseminar für
die Ingenieure des Stahlbaus 9

Stahlbetonbau

Prof. Dr.-Ing. Udo Wittek, Kaiserslautern
Nichtlineare Berechnungsmethoden
im Stahlbetonbau nach EC 2 10

Pfahlgründungen

Prof. Dr.-Ing. habil. Eberhard Kothe, Zittau
Holzpfahlgründungen tragen häufig
auch nach 100 Jahren noch 30

Brandschutz

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfram Klingsch, Wuppertal
Das Brandverhalten von Stahlverbundstützen 39

Sachverständigenwesen

Prof. Dr.-Ing. Hans-Gerd Meyer
Staatsentlastung ohne Qualitätsverluste
für den Bauherren 64

Impressum 76

Gedanken zu einer veränderten Bauordnung

Der Staatssekretär des Bayerischen Staatsministeriums des Innern, Dr. A. Sauter, schreibt in der Zeitschrift „bau intern (Nr. 5/1994) zur Bayerischen Bauordnung 1994: Grundlinien eines notwendigen Neubeginns: „Die neue Bayerische Bauordnung verlangt den Abschied von der Sicherheit fürsorglicher Betreuung. Sie verlangt den Mut zu mehr Verantwortung und zu mehr Risiko und zu mehr Eigenverantwortung. Der Bürger, mit dem der Staat vor den Herausforderungen der Gegenwart bestehen kann, ist aber nicht der betreute, sondern der selbständige Mensch. Auf ihn und seine praktische Vernunft vertraue ich, wobei ich mir sicher bin: Dies ist ein Schritt in die richtige Richtung.“ So schreibt Sauter.

Hat er damit recht? Eine Meldung der „Süddeutschen Zeitung“ vom 9. 12. 1995 über die ohne Baugenehmigung und denkmalrechtlich Erlaubnis durchgeführte Entkernung und die damit verbundene „völlig unverständliche und sinnlose Verwüstung“ der historisch wertvollen Ausstattung des denkmalgeschützten Herrenhauses aus dem Jahre 1807 in Augsburg durch einen Bauunternehmer beweist eigentlich das Gegenteil. Dieser legt seine Eigenverantwortung dahingehend aus, daß er sein Handeln damit rechtfertigt: Er nehme keine öffentlichen Zuschüsse in Anspruch und habe deshalb das Recht, das Haus nach seinen Vorstellungen umzugestalten.

Was als Maßnahme zur Vereinfachung und Beschleunigung der Baugenehmigungsverfahren in bauplanungsrechtlicher Hinsicht jedoch noch



Dr.-Ing. Jürgen Braun
Vorsitzender der
Landesvereinigung der
Prüfingenieure in Bayern

akzeptiert werden könnte, endet dort, wo Leib und Leben gefährdet sind. Eigenverantwortung macht nach meinem Verständnis dort keinen Sinn mehr, wo Dritte ohne deren Wissen gefährdet werden; der geforderte Mut zum Risiko klingt hier wie Hohn. Zwar hat der Staat die Wahl der Mittel, um den verfassungsrechtlich verbrieften Schutz seiner Bürger zu bewirken, nur erscheint es äußerst bedenklich, wenn dieser Schutz durch Eigenverantwortung von Personen sichergestellt werden soll, die in keiner Weise das gleiche Interesse aufbringen, Bürger präventiv zu schützen, wie es der

Staat bisher tat.

Hier sind Parallelen zu den Regelungen der Überwachung von Geschwindigkeitsbeschränkungen im Straßenverkehr erkennbar. Das Motto „Freie Fahrt für freie Bürger“ hat an den Radarsystemen der Polizei seine Grenzen. Niemand käme auf die Idee, hier Eigenverantwortung ernsthaft in die Diskussion einbringen zu wollen. Nur: Wer kontrolliert in den von der Baugenehmigung freigestellten Bereichen, ob die erforderlichen Nachweise der Standsicherheit tatsächlich von Bauingenieuren erstellt sind, die in die von der Ingenieurkammer geführte Liste der Nachweisberechtigten eingetragen sind, geschweige denn, ob diese Nachweise bei erforderlicher Prüfung überhaupt einen Prüfingenieur für Baustatik erreichen? Es gibt so einfache Mittel, der Öffentlichkeit – z.B. durch gut sichtbares Aushängen der Bescheinigungen am Bau – zu zeigen, daß ein Bauvorhaben den öffentlichrechtlichen Bestimmungen entspricht, so daß man sich fragen muß, warum diese Kontrollmechanismen so schwer durchzusetzen sind, obwohl sie den Staat nichts kosten.

Was nützt da als präventive Maßnahme ein verschärfter Ordnungswidrigkeitenkatalog? Der Glaube daran, daß die im Gesetz formulierten Anforderungen für die Berechtigung eines Bauingenieurs, statische Nachweise ohne unabhängige Prüfung eigenverantwortlich erstellen zu dürfen, diesen Ingenieur vor Fehlern schützen, kann kein gleichwertiges Mittel zum Schutz unbeteiligter Bürger durch den Staat sein.

Im Vollzug des Art. 76 (4) BayBo soll für Bauvorhaben mittlerer Schwierigkeit die Prüfung von besonders qualifizierten Sachverständigen, die für die „Wahrung bauaufsichtlicher Anforderungen eintreten“, im Auftrag der Bauherren durchgeführt werden. Durch diese Maßnahme wird die bisher von persönlichen Interessen unabhängige Prüfung durch eine Art von Prüfung ersetzt, die trotz Gebührenordnung dem Wettbewerb unterliegen wird – die HOAI läßt grüßen.

Aufträge von Privaten wird der erhalten, der formal die geringsten Schwierigkeiten beim Ausstellen von Bescheinigungen bereitet. Wer wird es z.B. dann noch wagen, erforderliche Zustimmungen durch die Oberste Baubehörde im Einzelfall zu fordern, da diese viel Zeit und Geld kosten? Die (bisher hoheitlich garantierte) unabhängige Prüfung und die damit verbundene Chancengleichheit werden auf der Strecke bleiben. Die Probleme der gesamtschuldnerischen Haftung nach Werkvertragsrecht seien hier nur erwähnt.

Der 4. Bayerische Ingenieuretag am 19. 1. 1996 hat mir ganz klar gezeigt, daß Eigenverantwortlichkeit der am Bau Beteiligten ohne Kontrolle keine probate Basis für ein Bauordnungsrecht ist.

Mit der Novellierung der Bayer. Bauordnung hatte der Gesetzgeber die Chance, die Überwachung der Bauarbeiten in statisch-konstruktiver Hinsicht wieder einzuführen. In der heutigen arbeitsteiligen Welt, wo jeder Beteiligte sich sehr wenig um die Belange der anderen kümmert und von den Erfordernissen der anderen weiß, ist die koordinierende Kontrolle durch den Prüfingenieur für Baustatik mehr denn je gefordert. Er ist derjenige, der aufgrund seiner Prüftätigkeit das Projekt im

Griff und somit den Überblick über alle Teilbereiche hat. Zwar sieht die Bauordnung vor, daß der Entwurfsverfasser für das „ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachentwürfe verantwortlich“ ist, doch der ist wegen fehlender Beauftragung zur Bauüberwachung oder wegen fehlender Kompetenz auf dem Gebiet der Standsicherheit überfordert. Auch Art. 64 (3) „die Unternehmer haben ihre Arbeiten aufeinander abzustimmen und sie ohne gegenseitige Gefährdung Dritter durchzuführen“ verpufft im Leeren, da der Unternehmer die vorhandenen Randbedingungen und übergeordneten Ziele nicht kennt. Die Komplexität der baulichen Anlagen, auch bei den „einfachen Bauten der Wohngebäude geringer Höhe mit zugehörigen Nebengebäuden“ (Tiefgaragen etc.), wird wegen verbesserter Ausnutzbarkeit der eingesetzten Materialien in dem Maße größer, wie die fachliche Kompetenz auf der Baustelle abnimmt.

In diesem Umfeld bieten andere Organisationen unter Einsatz von beträchtlichen Werbeetats ihre Dienste an; sie bescheinigen „Qualität“, sie übernehmen für das, was sie nicht kennen, jedoch auch keine Verantwortung. Werbung ist uns Prüfingenieuren untersagt, wir haften für unsere Bescheinigungen über Vollständigkeit und Richtigkeit der geprüften Unterlagen mit unserem Namen und unserem gesamten Vermögen.

Die Zeit wird zeigen, daß die Veränderungen in der Bayerische Bauordnung 1994, soweit sie den Schutz von Leib und Leben angehen, kein Schritt in die richtige Richtung waren. Wir können auf Grund unseres Wissens aus der täglichen Arbeit heraus jedoch nicht warten und zusehen, bis es spektakuläre Schäden geben wird, damit der politische Wille sich ändert. Daß bisher bei Ein- und Zweifamilienhäusern trotz Freistellung von der bautechnischen Prüfung nichts „Wesentliches, das die Politiker beeindruckt“, passiert ist, sollte als Geschenk empfunden werden und nicht als Argument dafür, erforderliche präventive Kontrollen bis zur Hochhausgrenze weiter zurückzunehmen. Wir Prüfingenieure müssen täglich an die Öffentlichkeit herantreten, unsere Arbeit publik machen und vor den möglichen Folgen warnen. Vielleicht wird die Prüfung auch der einfachen Bauten dann wieder zur Selbstverständlichkeit.

Landesvereinigung Sachsen: Intensiv-Seminar zum Abbau der Scheu vor europäischen Normen

Thema: Möglichkeiten und Probleme bei der Einführung der EU-Normen im Bauwesen

Die Landesvereinigung der Prüfengeure in Sachsen hat Anfang Dezember in einer ganztägigen Seminarveranstaltung in Leipzig ihre bereits bewährten Weiterbildungsveranstaltungen für die Prüfengeure und die Mitarbeiter der Baubehörden fortgesetzt. Im Mittelpunkt dieser Tagung standen "Möglichkeiten und Probleme bei der Einführung der europäischen Normen im Bauwesen".

Mehr als 120 Prüfengeure und Mitarbeiter der Bauaufsichtsbehörden waren der Einladung der Landesvereinigung der Prüfengeure gefolgt. Da im Mittelpunkt der Weiterbildungsveranstaltung vor allem die Planung von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetontragwerken nach Eurocode 2 stehen sollte, stellte Professor Dr.-Ing. habil. Lothar Schubert, selbst Prüfengeur in Sachsen, diese Thematik zunächst im Zusammenhang mit der Einführung harmonisierter Normen für den Ingenieurbau dar.

Das Programm war umfangreich und anspruchsvoll und konnte im Rahmen eines Tageskurses nur durch die Bereitstellung umfangreicher Skripten bewältigt werden. Die Schwerpunkte waren:

- Die Einführung der europäischen technischen Spezifikationen und ein Überblick über die harmonisierten europäischen Normen EC 1 bis EC 9;
- die Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und die

Bemessung von Tragwerken sowie Einwirkungen auf die Tragwerke nach EC 1;

- die Nachweisverfahren nach EC 2 für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton gemäß DIN V ENV 1992 -1-1 und DIN V ENV 206 (Beton) unter Berücksichtigung der nationalen Anpassungsdokumente, der Richtlinie der DAfStb zur Anwendung von EC 2;
- Ergebnisvergleiche (ertragbare Nutzlasten, bauliche Durchbildung, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit) für Bauteile unter Biegung mit und ohne Längskraft, Querkraft, Torsion, knickgefährdete Stützen und Zugstäbe nach DIN-Normen und Eurocode.

Im Rahmen seiner Einführung in das europäische Regelwerk erläuterte der Referent auch die Aktivitäten zur Neubearbeitung der DIN 1045 auf der Grundlage des Eurocode 2 in Deutschland für den Fall, daß sich die Überführung der europäischen Vornormen weiter verzögern sollte.

Einen besonderen Schwerpunkt bildete das unterschiedliche Sicherheitssystem des europäischen Normenwerkes gegenüber dem der DIN-Normen sowie die Charakterisierung und größenmäßige Einschätzung der Teilsicherheitsfaktoren in den Bemessungsgleichungen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sowie in den Nachweisregeln in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglich-

keit. Die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite der Bemessungsgleichungen einschließlich des Ansatzes der Kombinationsbeiwerte in den Nachweissituationen beider Gruppen der Grenzzustände wurde auch an repräsentativen Beispielen gezeigt.

Es kam dem Referenten auf dieser anspruchsvollen Tagung der Umstand entgegen, daß die Zuhörer über viele praktische Erfahrungen und Kenntnisse zum dargebotenen Lehrstoff nicht zuletzt deswegen verfügten, weil sie Erfahrungen mit den Normen des Einheitlichen Technischen Vorschriftenwerkes für Beton seit 1981 in der DDR besitzen, die als Traglastverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten den Euronormen ähnlich waren.

Für die Planung von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetontragwerken nach EC 2 wurden folgende Schwerpunkte im Vortrag und in den Anwendungsbeispielen behandelt:

- Das bauartenübergreifende Sicherheitskonzept und seine Auswirkungen auf die Tragfähigkeit respektive die erforderliche Bewehrung.
- Probleme im Zusammenhang mit der Anwendung von Partialfaktoren und Kombinationsbeiwerten auf die maßgebenden Lastkombinationen und die daraus resultierenden Aufgaben des Tragwerksplaners bei deren Auswahl.
- Unterschiede in der Festlegung und Kontrolle der Betondruckfestigkeiten, unterschiedliche Lagerungsbedingungen und deren Einfluß auf die charakteristischen Druckfestigkeiten des Betons sowie Mindestan-

forderungen an den Beton zur Gewährleistung definierter Gebrauchstauglichkeiten und geforderter Dauerhaftigkeit in Abhängigkeit von der Umweltklasse und der Bauwerksnutzung.

- Definierte Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton und Stahl als Grundlage der nichtlinearen Schnittgrößen- Durchbiegungsberechnung, Bemessung und Nachweisführung.
- Verfahren der Schnittgrößenberechnung für beide Gruppen der Grenzzustände und die wirtschaftliche Bedeutung der nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenberechnung (Bedeutung der Gewährleistung ausreichender Duktilität bei Normal- und Hochleistungsbeton durch konstruktive und bautechnologische Maßnahmen).

Neben den theoretischen Grundlagen der Bemessung und Nachweisführung wurden auch die Anwendung von Bemessungshilfsmitteln nach DAfStb (Heft 425) vorgestellt und an Bemessungsbeispielen diskutiert. Es wurde auch gezeigt, daß die Möglichkeiten der Bewehrungseinsparung beziehungsweise der Tragfähigkeitserhöhung bei Anwendung des EC 2 bei allen Beanspruchungen gegenüber den Anwendung der DIN 1045 jedoch bei Druckgliedern durch die Berücksichtigung ständiger Lasten in günstiger Richtung beim Traglastverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten teilweise oder vollständig aufgehoben werden.

In der Zusammenfassung wurden neben den Unterschieden in der Berechnung und Nachweisführung und dem zu erwartenden höheren Aufwand bei der Bestimmung der maßgebenden Lastfallkombinationen

gegenüber der bisherigen Verfahrensweise noch einmal die Vorteile der Anwendung des Traglastverfahrens mit Teilsicherheitsbeiwerten für die gleichmäßige Ausnutzung der Bauwerke, für die wirtschaftlichere Bemessung und die Möglichkeiten hervorgehoben, bestimmte Bewehrungskonzentrationen in definierten Bauteilbereichen abzubauen. Zum anderen sind aber auch die höheren Aufwendungen für die Gewährleistung ausreichender Dauerhaftigkeit, die höheren Anforderungen an die und der größere Aufwand in der Tragwerksplanung für die Berechnung und Nachweisführung, insbesondere bei der Nachrechnung bestehender Bauwerke nicht verschwiegen worden.

Insgesamt gesehen war die eintägige Weiterbildungsveranstaltung zur Einführung europäischer Normen für alle beteiligten sehr erfolgreich, wurden doch in einer sehr konzentrierten Form die Grundlagen, Anwendungsbedingungen, Möglichkeiten und Probleme anwendungsorientiert dargestellt. Es ist dem Referenten gelungen, bei den Prüfsachverständigen und bei den Mitarbeitern der Baubehörden in Sachsen das Interesse am Studium der Dokumente zu wecken und die Scheu vor deren Anwendung abzubauen. Den Teilnehmern an dieser Weiterbildungsveranstaltung wurde durch die Landesvereinigung der Prüfsachverständigen Sachsens ein Zertifikat ausgestellt.

Mitgliederversammlung und Arbeitstagung der BVPI und des BBÜV im September

Vom 21- bis 24. September in Baden-Baden

Die diesjährige Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfsachverständigen für Baustatik (BVPI) wird vom 21. bis 24. September 1996 in Baden-Baden stattfinden. In den Vortragsveranstaltungen, die am 23. und am 24. September auf dem Programm stehen, werden dieses Jahr unter anderem zusammenfassende und neue ingenieurwissenschaftliche und praktische Erkenntnisse und Ergebnisse aus den Themenbereichen Lastannahmen, Bemessung und Ausführung von Brückenbauten aus Stahlbeton vorgebracht. Daneben wird ein weiterer Vortrag die Berechnung Finiter Elemente und

Probleme in Bergsenkungsgebieten behandeln.

Am Sonntag, 22. September, wird die Mitgliederversammlung der BVPI stattfinden, für die auch die Neuwahlen des Vorstandes auf der Tagesordnung stehen.

Da die Mitglieder des Freien Bau-, Beratungs-, Prüf- und -überwachungsvereins (BBÜV) gleichzeitig Prüfsachverständige sind, führt auch der BBÜV im Rahmen der BVPI-Jahrestagung seine 1996er Mitgliederversammlung mit Vorstandswahlen und Begleitprogramm in Baden-Baden durch, und zwar am 24. September.

BVPI-Brandschutz-Seminar wird dieses Jahres in ganz Deutschland wiederholt

Anfang März hat die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik (BVPI) an der Technischen Universität Hamburg-Harburg wieder eines ihrer halbjährlich stattfindenden Seminare durchgeführt, diesmal zum Thema Brandschutz.

Über 250 Teilnehmer verfolgten diese Veranstaltung. Am Vormittag, der von Prof. Dr.-Ing. Ulrich Quast moderiert wurde, konnten im ersten Teil die Bauaufsicht und die Feuerwehr (vertreten durch Diplom-Ingenieur Gerhard Kockjoy und Diplom-Ingenieur Ralf-Lutz Glor) den Zuhörern ihre Forderungen an den Brandschutz vermitteln. Im zweiten Teil wurde (von Dr.-Ing. Ekkehard Richter und Dr.-Ing. Claus Meyer-Ottens) das Brandverhalten von Baumaterialien und der Brandschutz

im Massiv- und Verbundbau dargestellt, und nachmittags folgten - moderiert vom Vorsitzenden der Landesvereinigung der Prüfengeure in Hamburg, Dr.-Ing. Karl Morgen - weitere Referate über den Brandschutz im Stahl- und Holzbau (Dr.-Ing. Claus Meyer-Ottens) und über den Brandschutz von Sonderbauteilen (Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Westhoff). Untermauert wurde dieses Seminar durch eine Reihe von praktischen Beispielen für das Brandverhalten im Hinblick auf die Standsicherheit von Gebäuden.

Infolge der großen Nachfrage nach diesem Seminar werden künftig weitere Seminare dieses Themas auch an anderen Orten Deutschlands stattfinden. Auskünfte gibt die Geschäftsstelle der BVPI in Hamburg (Fax: 040/353565).

Liste der Zertifizierungs-, Prüf- und Überwachungsstellen gemäß Bauregelliste A

Sonderheft des Deutschen Instituts für Bautechnik

In einem Sonderheft hat das Deutsche Institut für Bautechnik kürzlich ein Verzeichnis veröffentlicht, in dem alle Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstellen enthalten sind, die nach den Landesbauordnungen (gem. Paragraph 24c der Musterbauordnung der Länder von 1993) beim Nachweis der Übereinstimmung geregelter Bauprodukte mit den technischen Regeln nach Bauregelliste A Teil 1 eingeschaltet werden können. Die Liste ist praktischerweise in einer dreifach miteinander

verbundenen Art gegliedert: Zum einen nach den einzelnen Bauprodukten, zum anderen nach den Aufgaben, die die einzelnen zugelassen erfüllen können und zum dritten nach Bundesländern. Auf diese Weise kann der Suchende sehr schnell die in seinem Bundesland ansässigen zugelassenen Stellen und die von ihnen übernommenen Aufgaben finden. Das Sonderheft (Nr. 12-95) kann zum Preise von 34 Mark beim Verlag Ernst & Sohn in Berlin (Fax: 0 30/4 78 89-2 70) bestellt werden.

Seminar zum Eurocode 1 im September in Harburg

Am 9. September 1996 wird an der Technischen Universität Hamburg-Harburg ein Seminar über den Eurocode 1 (Grundlagen der Bemessung) stattfinden. Die Veranstalter empfehlen eine rechtzeitige Anmeldung, da das Interesse an diesem Termin wahrscheinlich sehr groß sein wird.

Das Seminar wurde geplant, weil das probabilistische Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten zunehmend auch in den deutschen Bemessungsnormen Einzug halten wird. Basis all dieser Normen ist der Eurocode 1. Teil 1, dessen neueste Fassung jetzt auch in deutscher Sprache vorliegt.

Das Eurocode-Seminar an der TH Hamburg-Harburg wird von Fachleuten bestritten, die maßgeblich an der Gestaltung dieses Eurocodes beteiligt waren. Es wird sich in zwei Hauptteile gliedern. Am Vormittag werden die Professoren Grünberg, Ruscheweyh und Sedlacek und der Präsident der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik (BVPI), Dr. Günter Timm, Einführungsvorträge zu den Grundlagen der Einwirkung, den Schneelasten, den Windlasten sowie Eigengewicht und Verkehrslasten halten. Nachmittags werden zu den Einführungsreferaten zahlreiche Beispielrechnungen vorgestellt, um die Teilnehmer mit der neuen Vorschrift und deren Handhabung vertraut zu machen.

Weitergehende Auskünfte können in der BVPI-Geschäftsstelle unter der Fax-Nummer 040/353565 eingeholt werden.

Deutsches Institut für Prüfung und Überwachung

Neue Organisation für interdisziplinäre Prüfaufgaben

Als Reaktion auf die vielen Veränderungen der Anforderungen an die bautechnische Prüfung haben die Technische Organisation von Sachverständigen (TOS) und der Freie Bau-, Beratungs-, Prüf- und -überwachungsverein (BBÜV) das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung (DPÜ) neu gegründet.

Zu diesen Veränderungen gehören nicht nur die in den 70er Jahren, hinzugekommenen Prüfaufgaben für den Schall- und Wärmeschutz, denn heute werden bei bestimmten Sonderbauten weitere Prüfgebiete, auch anderer Fachdisziplinen, verlangt. Die "Prüfingenieure für Baustatik" haben sich dieser Aufgabe gestellt. Mit einer gesonderten Untergruppierung, dem Freien Bau-, Beratungs-, Prüf- und -überwachungsverein e. V. sollen u. a. interdisziplinäre Prüfaufgaben übernommen werden.

Dafür haben nun die Technische Organisation von Sachverständigen e. V. (TOS) und der BBÜV eine Dachorganisation, das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung e. V. (DPÜ), neu gegründet. Hiermit wurde eine Organisation geschaffen, in der sich in interdisziplinär arbeitenden Arbeitskreisen prüfende Sachverständige zu einzelnen Aufgabengebieten zusammengeschlossen haben.

Die Gründungssitzung des DPÜ e. V. fand am 13. Dezember 1995 statt. Die beiden Trägerorganisationen der BBÜV und die TOS wählten Dipl.-Ing. Gehard Feld (BBÜV) zu ihrem Präsidenten und Dipl.-Ing. Reinhardt Lange (TOS) zu seinem Stellvertreter. In der verabschiedeten Satzung wird nachdrücklich die

Absicht, interdisziplinäre Prüfaufgaben gemeinsam zu lösen, bekräftigt.

TOS, in der sich technische Sachverständige und Prüflingenieure für Baustatik zusammengeschlossen haben, wurde vom Ministerium des Landes Mecklenburg-Vorpommern anerkannt und hat ihre organisatorische Tätigkeit auf das DPÜ verlagert. Die ersten 40 Sachverständigen sind bestellt und haben ihre Aufgaben flächendeckend in der Bundesrepublik Deutschland aufgenommen. Sie prüfen und überwachen Anlagen nach der Verordnung zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen VAWS und zeigen damit deutlich, daß nicht nur große technische Organisationen interdisziplinäre und komplexe Prüfaufgaben durchführen können, sondern daß Freiberufler flexibel und zielorientiert diese Aufgaben übernehmen.

Erstmals in der Bundesrepublik Deutschland wurde eine Sachverständigenstelle von einem Land anerkannt, die über eine gut funktionierende Qualitätssicherung und Eigenüberwachung Freiberufler über eine Sachverständigenstelle miteinander verbindet. Fachkompetente Prüfer, die nicht nur über die Bestellung dieser Sachverständigenstelle ihre Qualität und Qualifikation nachweisen, sondern auch extern über staatlich

anerkannte Institutionen ihre Kompetenz zusätzlich nachweisen mußten, bieten somit die Gewähr, Prüfungen in bautechnischer und anlagentechnischer Hinsicht kompetent durchzuführen.

Die Liste aller anerkannten Sachverständigen kann bei der Geschäftsstelle des DPÜ, Telefon: 0 40/35 00 93 50, Fax: 0 40/35 35 65 angefordert werden. Viele Verträge mit Anlagenherstellern zeigen, daß *das DPÜ eine zukunftsorientierte Organisation ist.

Weitere Arbeitskreise werden folgen. Grundvoraussetzung ist die Qualitätssicherung über eine Sachverständigenstelle. Dies sind Organisationsstrukturen, die auch europäisch verstanden werden. Das heißt, die Arbeit solcher interdisziplinärer Kreise wird auch außerhalb von Deutschland anerkannt. Das erste Ziel, die Anerkennung einer Sachverständigenstelle im geregelten Bereich auf Basis einer Verordnung ist erreicht. Die Anerkennung für den nicht geregelten Bereich über eine Akkreditierung nach DIN EN 45 001 sowie der Zertifizierung des Qualitätssicherungshandbuchs nach DIN ISO 9000 ff ist ebenfalls bereits teilweise erfolgt.

Der Arbeitskreis Prüfung von Kränen, Prüfung von Fliegenden Bauten und labortechnische Prüfungen an Bauwerken haben ihre Arbeit aufgenommen. Auch hier werden in naher Zukunft freiberufliche Sachverständige interdisziplinäre Prüfaufgaben komplett anbieten können.

Andere Prüforganisationen mit qualifizierten freiberuflichen Sachverständigen anderer Fachgebiete sind aufgefordert, dem DPÜ beizutreten, um ihre Fachkenntnisse in neue und alte Arbeitskreise einzubringen. Informationen hierzu erteilt ebenfalls die Geschäftsstelle.

Die Prüfsingenieure für Baustatik sind jetzt auch "staatlich anerkannte Sachverständige"

In Nordrhein-Westfalen ist seit dem 1. Januar 1996 die neue Landesbauordnung gültig, mit der die Prüfsingenieure für Baustatik jetzt auch als "staatlich anerkannte Sachverständige für die Prüfung der Standsicherheit" tätig werden können. Auch Prüfsingenieure für Baustatik aus anderen Bundesländern können als solche Sachverständige anerkannt werden. Anträge auf Anerkennung sind an die Ingenieurkammer-Bau von Nordrhein-Westfalen zu richten.

Prüfsingenieure für Baustatik werden in Nordrhein-Westfalen nach dem bisherigen Verfahren durch die oberste Bauaufsichtsbehörde letztmalig nur noch bei Antragstellung in diesem Jahre anerkannt. Statt dessen führt die Ingenieurkammer-Bau Anerkennungsverfahren für "staatlich anerkannte Sachverständige für die Prüfung der Standsicherheit"

durch, die anschließend vom Ministerium als Prüfsingenieure für Baustatik bestätigt werden können. Das wird dadurch erreicht, daß die Anerkennungsverfahren bei der Kammer ganz genau so durchgeführt werden wie bisher beim Ministerium (auch mit personengleich demselben Prüfungsausschuß). Auf diese Weise soll sichergestellt werden, daß die bisherige

hohe Qualität der Prüfsingenieure erhalten bleibt, die eine wichtige Grundlage für die Anerkennung auch über die Landesgrenzen von Nordrhein-Westfalen hinaus in den anderen Bundesländern ist.

Nach der neuen Bauordnung von Nordrhein-Westfalen müssen bei jedem Bauvorhaben - mit einziger Ausnahme der Wohnbauten niedriger Höhe mit nicht mehr als zwei Wohnungen - die bautechnischen Nachweise geprüft werden. Aber bei allen Wohnbauten niedriger und mittlerer Höhe (bis 22 m oberster Fußboden) muß den Auftrag für die bautechnische Prüfung der Bauherr erteilen - und dann erfolgt die Prüfung privatrechtlich durch einen "staatlich anerkannten Sachverständigen". Das heißt, daß ein und derselbe Prüfer bei Beauftragung durch die Bauaufsichtsbehörde (bei genehmigungsbedürftigen Bauvorhaben) wie bisher als Prüfsingenieur für Baustatik tätig wird, bei Beauftragung durch den Bauherrn bei den oben genannten Wohnbauvorhaben im vereinfachten oder freigestellten Verfahren jedoch als staatlich anerkannter Sachverständiger.

Musterverträge und Checklisten für die privatrechtliche Prüfung

Das Informationsblatt der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Baustatik (BVPI), das die Prüftätigkeit des Prüfsingenieurs für Baustatik erläutert, hat ein großes Interesse seitens der Fachwelt und seitens der Bauherren gefunden: In einer Auflage von 70.000 Exemplaren wurde dieses Informationsblatt an Interessen schon verteilt.

Das Blatt macht die Vorteile der bautechnischen Prüfung in den Fachgebieten Standsicherheit, konstruktiver Brandschutz, Wärme- und Schallschutz sowie Umweltschutz plausibel. Dafür wird deutlich gemacht, daß die bautechnische Prüfung einschließlich der Überwachung vor Ort auf der Baustelle weitaus mehr Nutzen bringt, als sie kostet. Hierzu

gibt es, wie der Prüfsingenieur in der Vergangenheit mehrfach berichtet hat, eine Reihe von Schadensberichten und statistischen Erhebungen. Das Faltblatt weist den potentiellen Bauherren auch auf den Umstand hin, daß der Prüfsingenieur dem Bauherrn ein Zertifikat ausstellt und ihm damit bescheinigt, daß die bautechnischen Unterlagen des untersuchten Gebäudes hinsichtlich der in Auftrag gegebenen Fachgebiete den bautechnischen Bestimmungen entsprechen und daß das Gebäude standsicher errichtet wurde. Vordrucke, Zertifikate und Checklisten im Sinne einer Qualitätssicherung und Musterverträge für die privatrechtliche Prüfung kann jeder Prüfsingenieur in der Geschäftsstelle der BVPI (Fax: 0 40/3 535 65) abrufen.

Zu der mit sehr viel mehr Verantwortung verbundenen Tätigkeit als staatlich anerkannter Sachverständiger gehört eine Berufshaftpflichtversicherung mit einer gesetzlich vorgeschriebenen entsprechend höheren Mindestdeckungssumme. Wesentlich ist auch, daß zu jeder Prüfung der bautechnischen Nachweise entsprechende Kontrollen auf den Baustellen vorgeschrieben sind.

Wie bereits im vergangenen Jahr berichtet, sieht die neue Landesbauordnung von Nordrhein-Westfalen drei Arten von "staatlich anerkannten Sachverständigen" vor: Neben dem staatlich anerkannten Sachverständigen für die Prüfung der Standsicherheit (einschl. der Prüfung des konstruktiven Brandschutzes = Feuer-

widerstandsklassen der tragenden Bauteile) gibt es staatlich anerkannte Sachverständige für die Prüfung des baulichen Brandschutzes, also die Beachtung der in der Bauordnung vorgeschriebenen Feuerwiderstandsklassen, der notwendigen Anleiterzonen, Rettungswege, Brandabschnitte, Entrauchungseinrichtungen usw.) und schließlich staatlich anerkannte Sachverständige für die Aufstellung von Schallschutz- und Wärmeschutznachweisen".

Der staatlich anerkannte Sachverständige für die Prüfung des baulichen Brandschutzes in der hier geforderten freiberuflichen Tätigkeit stellt ein völlig neues Berufsbild dar. Die dafür in der Sachverständigenordnung geforderten Voraussetzungen - unter anderem eine fünfjährige Berufserfahrung in der brandschutztechnischen Planung, auch von Bauten besonderer Art und Nutzung - werden nur von wenigen Architekten und Ingenieuren ohne weiteres erfüllt. Die Ingenieurkammer-Bau NW hat z.B. deshalb seit Herbst vergangenen Jahres sehr intensive Seminare an der GH Wuppertal eingerichtet, mit denen sich zahlreiche Interessenten auf eine Sachverständigen-Anerkennung auf diesem Gebiet vorzubereiten versuchen.

Für eine Anerkennung als staatlich anerkannter Sachverständiger für die Aufstellung von Schallschutz- und Wärmeschutznachweisen muß man selbst erstellte Fachweise aus beiden Bereichen vorlegen und den Besuch je eines eintägigen, von den Kammern anerkannten Seminars für Schallschutz und für Wärmeschutz beweisen. Eine ausgesprochene Prüfung braucht hier im Gegensatz zu den beiden andern Arten von Sachverständigen nicht abgelegt zu werden. Auch ist der Bereich Schallschutz und Wärmeschutz der einzige, bei dem auch Nichtselbständige als Sachverständige staatlich anerkannt werden.

Für alle drei Arten von Sachverständigen enthält die Sachverständigenverordnung Gebührenregelungen, die teils an der Verwaltungsgebührenordnung des Landes Nordrhein-Westfalen, teils an der HOAI orientiert sind.

Pünktlich zum Beginn des neuen Jahres mit Inkrafttreten der neuen Landesbauordnung haben die

beiden Baukammern die ersten Listen mit staatlich anerkannten Sachverständigen für alle vorgesehenen Bereiche vorgelegt.

Jetzt muß die Praxis erweisen, ob und wie das durch die neue Landesbauordnung eingeführte System die darin gesetzlichen Hoffnungen erfüllt.

Im Juni 1996 in Steinfurt: Tagesseminar für die Ingenieure des Stahlbaus

Am 12. Juni findet in Steinfurt, in der Nähe von Münster, ein vor allem auch für die Prüflinge Seminar statt: das mittlerweile 15. Steinfurter Stahlbauseminar, das die Fachhochschule Münster, Lehrgebiet Stahlbau und Festigkeitslehre, unter der Leitung von Professor Dipl.-Ing. Rudolf Hacken durchführt und organisiert hat.

Wie in den vergangenen Jahren wendet sich auch dieses Stahlbauseminar an alle Ingenieure, die mit der Planung, der Konstruktion, der Berechnung und mit der Ausführung von Stahlbauten befaßt sind, aber auch an die Kontrollorgane der Bauaufsicht.

Die Themen und Referenten dieses Seminars sind:

- Brandschutz bei Stahl- und Verbundkonstruktionen (Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dietmar Hossler, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig),
- Neue Entwicklungen im Stahlhallenbau (Prof. Dr.-Ing. habil. Hartmut Pasternak, Lehrstuhl für Stahlbau der Brandenburgischen Universität in Cottbus),

- die Stabilität vorwiegend biegebeanspruchter Kreiszyinderschalen (Univ.-Prof. Dr.-Ing. Helmut Saal, Lehrstuhl für Stahl- und Leichtmetallbau der Universität Karlsruhe),

- die DIN 18 800 von 1990 in der Anwendung: Vorurteile und Vorteile, Vergleiche und Beispiele (Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. Joachim Scheer, Technische Universität Braunschweig),

- moderne Schweißverfahren und Werkstoffe im Stahlbau (Prof. Dr.-Ing. Volkmar Schuler, Fachhochschule Ulm, Fachgebiete Werkstoff- und Schweißtechnik),

- Schadensvermeidung - Zur Bedeutung des Vier-Augen-Prinzips im Bauwesen (Dipl.-Ing. Josef Steiner, Prüflingenieur für Baustatik, Partner der Ingenieurgruppe Bauen in Karlsruhe).

Auskünfte und Anmeldung bei der Fachhochschule Münster (Abt. Steinfurt), Prof. Dipl.-Ing. Rudolf Hacken, Stegerwaldstraße 39, 48565 Steinfurt, Tel.: 0 25 51/1 49-1 95, Fax: 0 25 51/1 49-1 20).

Nichtlineare Berechnungsmethoden im Stahlbetonbau nach EC 2

Sicherheit und Wirtschaftlichkeit lassen werkstofflich nichtlineare Berechnungen zweckmäßig erscheinen

Bedeutende Fortschritte bei der numerischen Tragwerksanalyse verbunden mit der Entwicklung der europäischen Normung werden den nichtlinearen Betrachtungsweisen im Stahlbetonbau einen kräftigen An Schub geben. Auch der CEB-FIP Model Code '90 erklärt ausdrücklich nichtlineare Berechnungsverfahren als Basis zur Beurteilung aller weiteren Rechenverfahren. Diese Entwicklung wird auch den Beratenden Ingenieuren und Prüfingenieuren eine neue Qualität des Wissens abverlangen und die Umstellung von manchen lieb gewordenen Gewohnheiten erforderlich machen. Der nachfolgende Beitrag ist daher bestrebt, die wesentlichen Aspekte des nichtlinearen Tragverhaltens in Anlehnung an die Regularien des Eurocode EC 2 darzustellen. Hierzu gehören die Beschreibung des materiell nichtlinearen Stoffverhaltens und dessen Berücksichtigung bei der Schnittgrößenermittlung und der Bemessung. Auswirkungen auf den nichtlinearen inneren Beanspruchungszustand, auf die Bewehrung und auf das Sicherheitskonzept werden skizziert und an exemplarisch ausgewählten Beispielen der Stab-, Platten- und Schalentragwerke erläutert.



Prof. Dr.-Ing. Udo Wittek ist Prüfingenieur für Baustatik und Inhaber des Lehrstuhls für Baustatik an der Universität Kaiserslautern

1 Nichtlineares Strukturverhalten

Eine der primären Aufgaben der statischen Berechnung besteht in der Ermittlung des Kraft- und Verformungszustandes der Tragwerke infolge gegebener Beanspruchung. Hierzu sind die eingeführten Zustandsgrößen, die Verformungen \underline{v} , die Verzerrungen $\underline{\epsilon}$, die Belastungen \underline{p} und die Schnittgrößen \underline{s} durch entsprechende Bestimmungsgleichungen zu verknüpfen, um hieraus als Lösung die Verformungen oder Schnittgrößen als Funktion der Beanspruchungen zu ermitteln. Die Abb. 1 zeigt ein derartiges Zustandsdiagramm in einer matriziellen Kurzdarstellung. Die Gleichgewichtsbedingungen verknüpfen die Belastungen \underline{p} mit den Schnittgrößen \underline{s} (zum Beispiel $M = q l^2/8$), die kinematischen Beziehungen verknüpfen die Verzerrungen $\underline{\epsilon}$ mit den Verformungen \underline{v} (zum Beispiel $\epsilon = u'$) und die Werkstoffbeziehungen verknüpfen die Schnittgrößen \underline{s} mit den Ver-

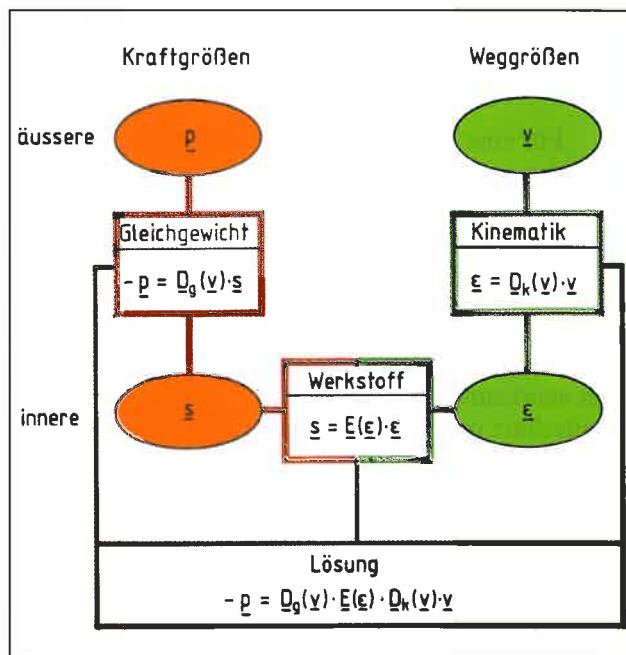


Abb. 1: Strukturdiagramm nichtlinearer Tragwerksanalysen

zerrungen $\underline{\epsilon}$ (zum Beispiel $N = EA \cdot \epsilon$). Alle genannten Beziehungen können nun sowohl linearer als auch nichtlinearer Art sein, so wie es in der **Abb. 1** unterstellt wurde.

Werden die Gleichgewichtsbedingungen am verformten Zustand formuliert, so treten in ihnen zusätzlich die noch unbekanntenen Verformungen \underline{v} auf; ebenfalls können die Verzerrungen $\underline{\epsilon}$ von höheren Graden der Verformungen \underline{v} abhängen. In beiden Fällen spricht man von geometrischer Nichtlinearität. Im Werkstoffverhalten kann schließlich die Elastizitätsmatrix \underline{E} nicht durch Konstante gegeben sein (zum Beispiel E, ν) sondern von der jeweiligen Beanspruchungshöhe abhängen ($\underline{E} = \underline{E}(\underline{\epsilon})$). In diesem Falle spricht man von einer physikalischen Nichtlinearität.

In der uns geläufigen DIN 1045 wird im allgemeinen der Schnittgrößenzustand unter Annahme von linearen Beziehungen der Grundgleichungen ermittelt; bei der anschließenden Festlegung der Beanspruchbarkeit auf Querschnittsebene wird jedoch der Nachweis sozusagen im „Riß“ geführt: das nichtlineare Werkstoffverhalten (nichtlineare Druck-Dehnungsbeziehung, keine Betonzugfestigkeit) führt zusammen mit der Festlegung von Grenzdehnungen auf die notwendigen Stahl- und Betonquerschnitte.

Demgegenüber ermöglicht der EC 2 eine durchgängige nichtlineare Erfassung des Materialverhaltens sowohl bei der Schnittgrößen- beziehungsweise Verformungsermittlung als auch bei der Bemessung.

In der Terminologie des EC 2 bedeutet übrigens, vielleicht auch etwas unpräzise, „nichtlineare Berechnungsverfahren“ ausschließlich die Berücksichtigung von nichtlinearen Werkstoffgesetzen bei der Schnittgrößen- und Verformungsberechnung, und die Hinzuziehung von Teilen der geometrischen Nichtlinearität wird dort als Theorie 2. Ordnung bezeichnet. Wie die Übersicht der **Abb. 2** verdeutlichen soll, kann das nichtlineare Stahlbetonverhalten universell sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit herangezogen werden, wohingegen die weiteren Verfahren der Schnittgrößenermittlung nach EC 2 gewissen Einschränkungen unterliegen.

Im folgenden Beitrag wird daher das werkstoffliche nichtlineare Verhalten des Stahlbetons bei der Schnittgrößenermittlung eine zentrale Rolle spielen, und es werden die Auswirkungen auf die Entwurfs- und Bemessungspraxis im Stahlbetonbau beleuchtet.

2 Physikalische Nichtlinearität des Stahlbetons

2.1 Nichtlineares Stahlbetonmodell

Da bei einem nichtlinearen Stoffgesetz $\underline{\sigma} = \underline{E}(\underline{\epsilon}) \cdot \underline{\epsilon}$ die Elastizitätsmatrix von der jeweiligen Dehnung abhängig ist, wird im allgemeinen über die



Abb. 2: Möglichkeiten der Schnittgrößenermittlung nach EC 2

Querschnittshöhe die Angabe unterschiedlicher Stoffgesetze erforderlich. Dies führt für den Verbundwerkstoff Stahlbeton dazu, daß der Querschnitt in eine Anzahl aus Betonschichten und Stahlschichten aufgeteilt wird, so daß in diesem Schichtenmodell für jede der Schichten ein unterschiedliches Stoffgesetz vorgegeben werden kann (Abb. 3). Je Schicht können aus vorgegebenen Dehnungen die Spannungen und Steifigkeiten bestimmt und zu Stahl- und Betonsteifigkeiten über die Querschnittshöhe aufintegriert werden.

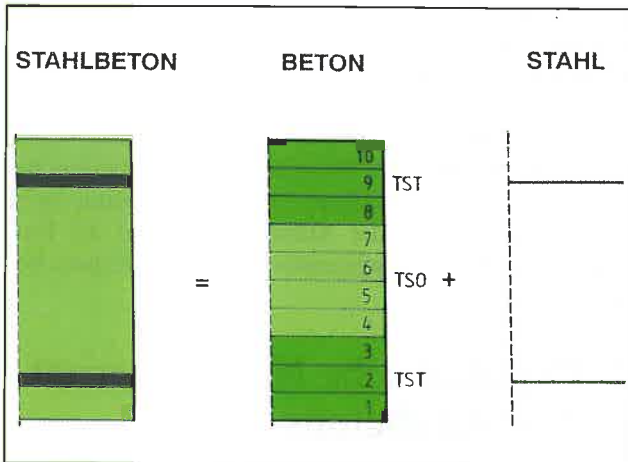


Abb. 3: Schichtenmodell für den Verbundwerkstoff Stahlbeton

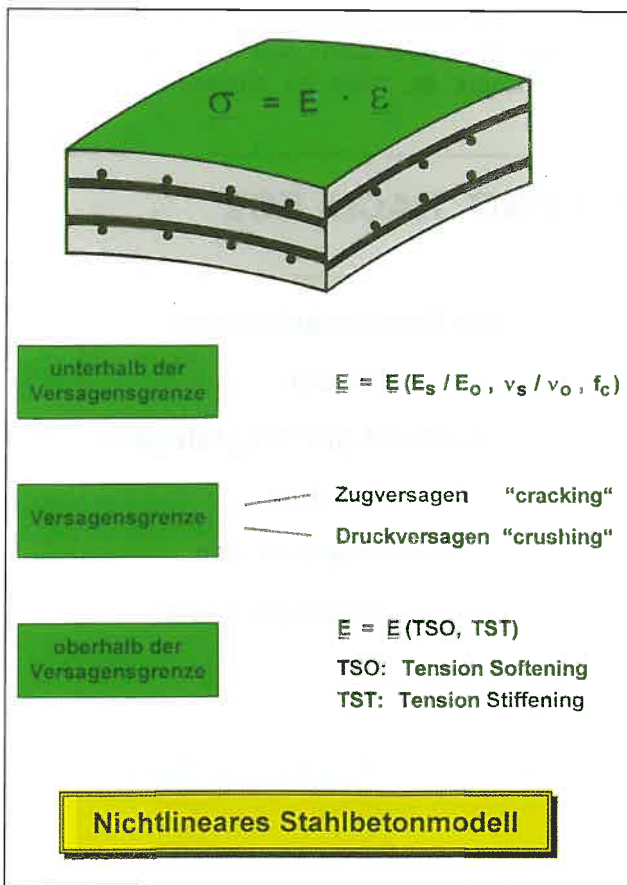


Abb. 4: Nichtlinearitäten des Werkstoffs Stahlbeton

Drei Arten der Nichtlinearität sind zu unterscheiden und in der Abb. 4 definiert. Die stärkste Form der Nichtlinearität wird gekennzeichnet durch das Reißen des Betons (lokales Zugversagen) beziehungsweise des lokalen Druckversagens. Unterhalb dieser „Versagensgrenzen“ können insbesondere im Druckbereich ebenfalls nichtlineare $\sigma - \epsilon$ -Beziehungen herrschen. Schließlich hat der Konstruktionsbeton nach Überschreiten der lokalen Zugfestigkeit am Reiß noch eine weitere begrenzte Zugfestigkeit aufgrund der Verbundwirkung zwischen Beton und Stahl. Diese Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen – in den bewehrten Schichten als Tension Stiffening und den unbewehrten als Tension Softening bezeichnet – bildet in den Stoffgesetzen die dritte Art der Nichtlinearität.

2.2 Stoffgesetze für Beton, Stahl und den Verbund

Unterhalb der Versagensgrenze sind die nichtlinearen Stoffgesetze zur Schnittgrößenermittlung für den Betondruckbereich und für die Stahleinlagen in Abb. 5 wiedergegeben. Da es sich bei der Schnittgrößenermittlung um eine integrale Aussage handelt, sind als Werkstoffparameter stets die Mittelwerte zu verwenden.

Der einaxiale Zugbereich ist in Abb. 6 dargestellt. Bis zur Erreichung der Zugfestigkeit des Betons f_t wird ein linearer σ - ϵ -Bereich unterstellt. Die anschließende Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird aus numerischen Gründen zweckmäßigerweise auf der Betonseite erfaßt, so wie es auf der rechten Seite der Abb. 6 dargestellt ist. Man erkennt den nichtlinearen Zusammenhang der σ - ϵ -Beziehung: nach Überschreiten der Reißdehnung ϵ_{sr} verbleibt noch eine Zugkraftübertragung $\sigma_c < f_t$, die, wie dargestellt, vom Grad der Bewehrung ρ_r abhängig ist.

Im Rahmen der Nachweisführung nach EC 2 müssen die ermittelten Schnittgrößen schließlich innerhalb einer Querschnittsbemessung durch den vorhandenen Beton- und Stahlquerschnitt aufgenommen werden. Diese Nachweisführung geschieht gedanklich wiederum im Reißquerschnitt: im Gegensatz zur Schnittgrößenermittlung wird die Zugfestigkeit des Betons nunmehr nicht berücksichtigt, und für den Betondruckbereich und den Betonstahl gelten die Werkstoffgesetze der Abb. 7. Als Werkstoffparameter sind hierbei stets die Rechenwerte einzusetzen, das heißt: die unteren Fraktilwerte, dividiert durch die Material sicherheiten. Auf die Auswirkungen dieser Diskrepanz – unterschiedliche Stoffgesetze für Schnittgrößenermittlung und Bemessung – wird noch später einzugehen sein.

Zur nichtlinearen Berechnung von Scheiben, Platten und Schalen aus Stahlbeton müssen biaxiale nichtlineare Stoffgesetze herangezogen werden. Eine derartige Möglichkeit vermittelt die **Abb. 8**.

Zur Beschreibung aller nichtlinearen Effekte werden acht unterschiedliche Stoffgesetzformulierungen notwendig, wie sie für die verschiedenen Beanspruchungsinteraktionen der beiden Hauptspannungen σ_1 und σ_2 gekennzeichnet sind.

Die Zone 1 beschreibt den Bereich, in dem lineares Materialverhalten des ungeschädigten Betons vorausgesetzt werden kann. Die zugehörige isotrope

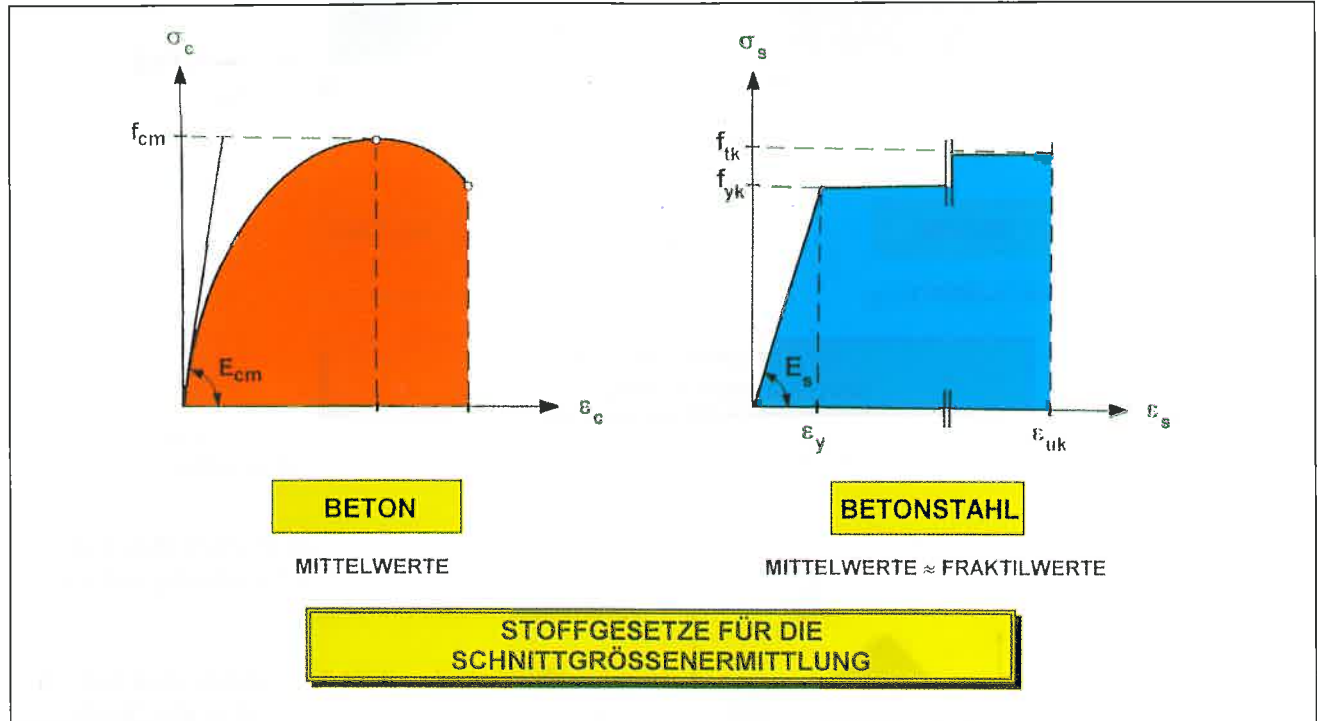


Abb. 5: Einaxiale Werkstoffgesetze für Beton (Druckbereich) und Betonstahl nach EC 2 für Schnittgrößenermittlung

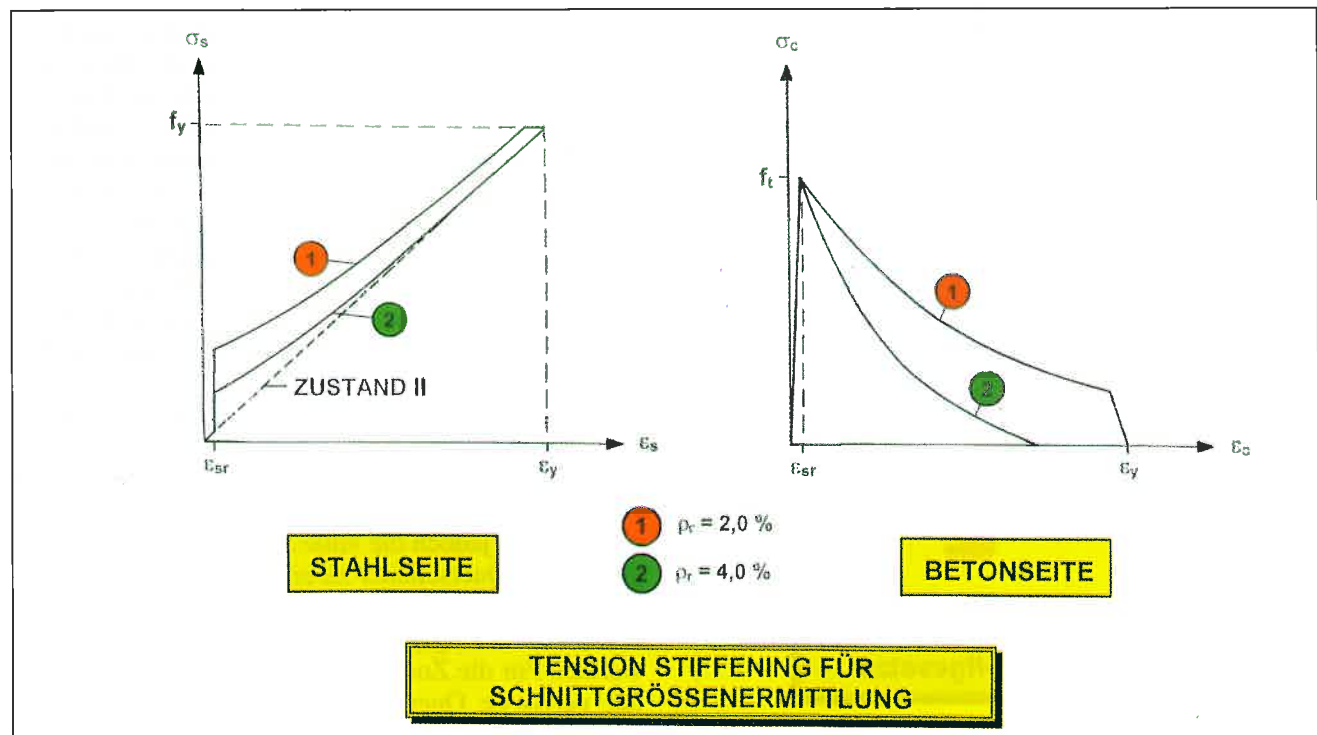


Abb. 6: Einaxiale Mitwirkungsgesetze für den Zugbereich nach EC 2

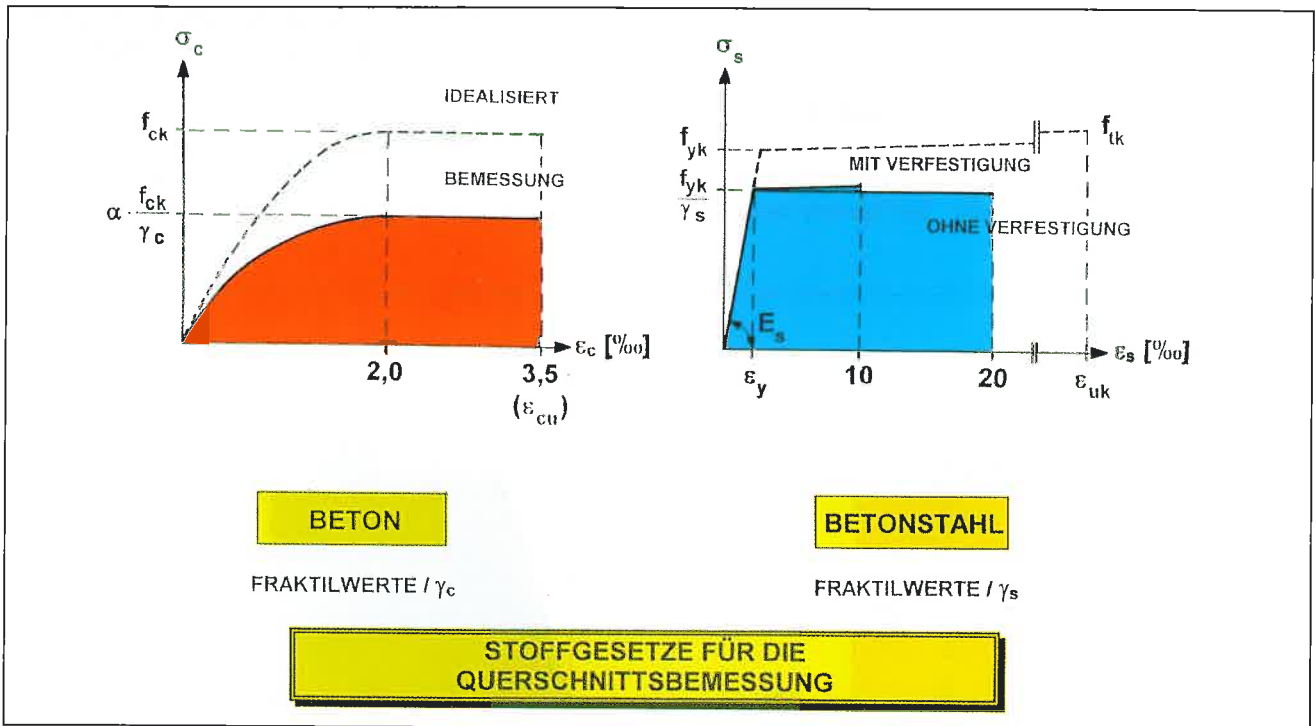


Abb. 7: Einaxiale Werkstoffgesetze für Beton (Druckbereich) und Betonstahl nach EC 2 für die Bemessung

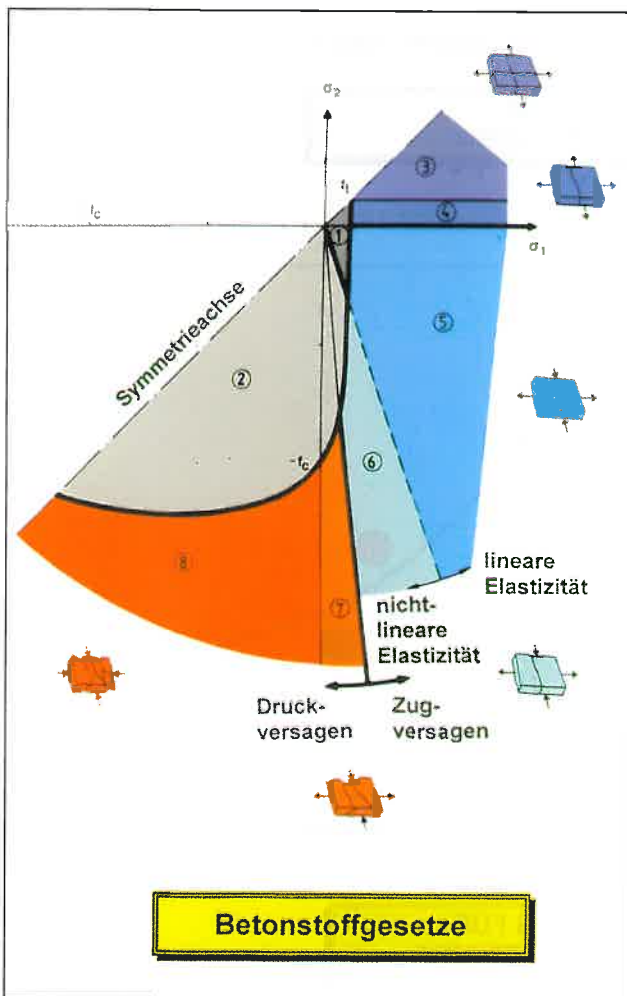


Abb. 8: Biaxiale nichtlineare Betonstoffgesetze

konstitutive Beziehung benötigt zwei Materialkenn-
daten, den Ursprungselastizitätsmodul E_0 und die Ur-
sprungsquerkontraktionszahl ν_0 .

Die Zone 2 umfaßt den Bereich, in dem der un-
geschädigte Beton durch ein nichtlineares Stoffgesetz
zu beschreiben ist.

In den Zonen 3 bis 6 liegt ein Zugversagen des
Betons aufgrund der Überschreitung der Zugfestig-
keit f_t vor. Nach dieser Rißbildung geht die Tragwir-
kung nicht vollständig verloren, sondern es verbleibt
eine Resttragwirkung, die durch Tension-Stiffening-
und Tension-Softening-Gesetze den wesentlichen
Grad der Nichtlinearität ausmacht. Hierbei ist der
mögliche Unterschied von Hauptdehnungsrichtung
und Bewehrungsrichtung zu berücksichtigen, indem
der Tension-Stiffening-Effekt als Funktion der Deh-
nungen in Bewehrungsrichtung zu berechnen ist. Bei
der Modellierung der Rißbildung wird von verschmierten
Rissen ausgegangen und berücksichtigt, daß sich die
Rißbildung mit zunehmender Dehnung verändern
kann. Auch nach der Rißbildung ist der Beton noch
in der Lage, Schubspannungen zu übertragen, ohne
jedoch die volle Schubsteifigkeit des ungerissenen
Querschnitts zu erreichen. Dieses Verhalten kann
durch Einführung eines Schubreduktionsfaktors in
Abhängigkeit des Bewehrungsgrades erfaßt werden.
Für die Zonen 5 und 6 schließlich, bei denen der
gerissene Querschnitt in der Querrichtung auf
Druck beansprucht wird, muß die Druckfestigkeit
als Funktion der Zugspannungen abgemindert werden.

Liegt ein Hauptspannungsverhältnis innerhalb der Zonen 7 und 8 vor, so stellt sich wegen Überschreitung der Druckfestigkeit ein Betonbruch ein, so daß alle Steifigkeitswerte verschwinden.

Die Stoffgesetze für die Bewehrungseinlagen werden schließlich zu jeweils einachsialen Stahl-schichten verschmiert und durch bilineare Beziehungen mit Verfestigung beschrieben.

Die hiermit beschriebene Erfassung des Rißverhaltens des Betons im Rahmen einer „verschmierten“ Rißbildung (Abb. 9) wird bei der Berechnung dazu führen, daß in den Berechnungspunkten der Struktur, zum Beispiel den Integrationspunkten innerhalb der FE-Methode, Rißbereiche, Rißtiefen und Rißrichtung erfaßt werden können; nicht jedoch die wirkliche Lage eines Risses und zunächst auch nicht die Rißbreite.

3 Nichtlineare Schnittgrößen-ermittlung und Bemessung

3.1 Grundsätzliche Problematik

Die Lösung der nichtlinearen Strukturaufgabe, gleichgültig ob geometrisch und/oder physikalisch nichtlinear, setzt spezielle Lösungstechniken, im allgemeinen numerische, voraus. Da die Superponierbarkeit bei nichtlinearem Tragverhalten nicht mehr gilt, kommen die klassischen Berechnungsverfahren, zum Beispiel das Kraftgrößenverfahren oder aber auch die lineare FE-Methode, nicht mehr zur Anwendung.

Für eine bestimmte γ -fache Einwirkungskombination, zusammengefaßt zum Lastvektor p ist der zugehörige Verformungszustand y beziehungsweise der Schnittgrößenzustand s gesucht. Entsprechend Abb. 10 kann die Lösung, hier dargestellt in der FE-Methode, auf inkrementell/iterativem Weg gefunden werden: Es wird die Last nicht vollständig aufgebracht, sondern in kleinen Lastanteilen, den Lastinkrementen; hierzu erfolgt jeweils eine lineare Berechnung, die vom wirklichen Lösungspfad abweicht; der gemachte Fehler wird sodann durch eine Gleichgewichtsiteration beseitigt, bis äußere Knotenlasten p und innere Knotenkräfte p_i ein Gleichgewichtssystem bilden.

Während bei einer linearen Berechnung die Steifigkeitsmatrix K_e nurmehr von den Steifigkeiten EA, EJ des Zustandes I abhängt, werden zum Aufbau der nichtlinearen Steifigkeitsmatrizen und inneren Lastvektoren K_e , K_v und p_i die Steifigkeiten des gerissenen Stahlbetonquerschnitts benötigt. Mit ande-

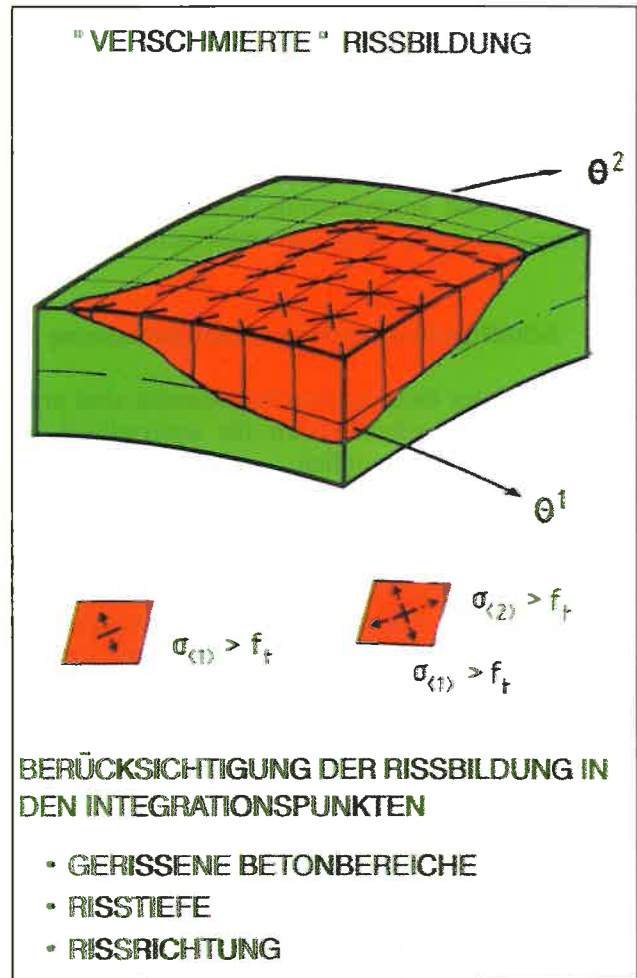


Abb. 9: Konzept der „verschmierten“ Rißbildung

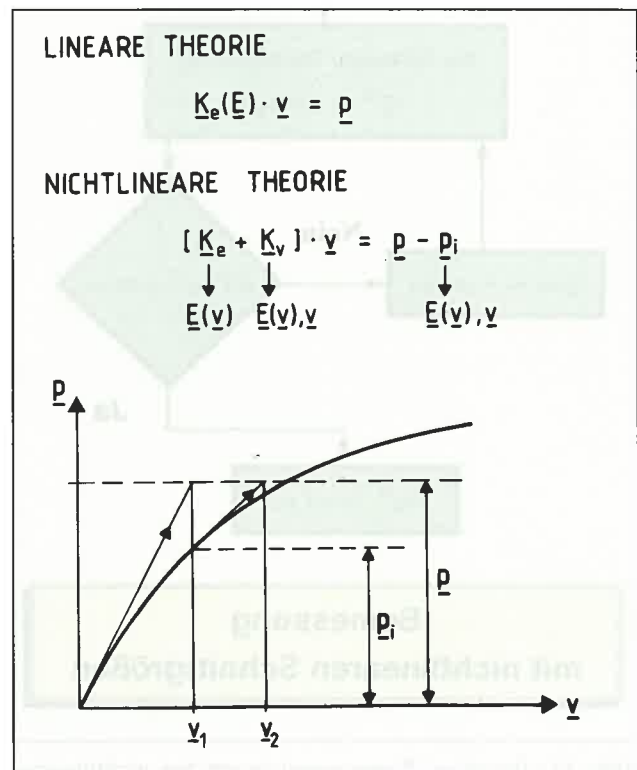


Abb. 10: Nichtlinearer Lösungsalgorithmus

ren Worten: im linearen Fall ist die Schnittgrößenermittlung ohne Kenntnis der Bewehrung möglich, im nichtlinearen Fall jedoch ist die Bewehrung bereits bei der Schnittgrößenermittlung erforderlich. Das bisher so vertraute Vorgehen entsprechend DIN 1045, zuerst die Schnittgrößenermittlung ohne Kenntnis der Bewehrung und anschließende Bemessung mit Bewehrungsermittlung, wird auf empfindliche Art gestört.

3.2 Schnittgrößenermittlung und Bemessung

Zu dieser nichtlinearen Problematik sind prinzipiell zwei Vorgehensweisen für unterschiedliche Aufgabenstellungen möglich.

Sind die äußeren Beanspruchungen, Betonabmessungen und die Bewehrung bekannt, so können mit den oben skizzierten Lösungstechniken unter Verwendung der Mittelwerte für die Stoffparameter der Schnittgrößen- und Verformungszustand eindeutig im Nichtlinearen bestimmt werden. Unter Verwendung der Fraktilwerte dividiert durch die Materialsicherheiten können sodann sämtliche Nachweise des Einzelquerschnitts entsprechend dem Sicherheitskonzept des EC 2 geführt werden.

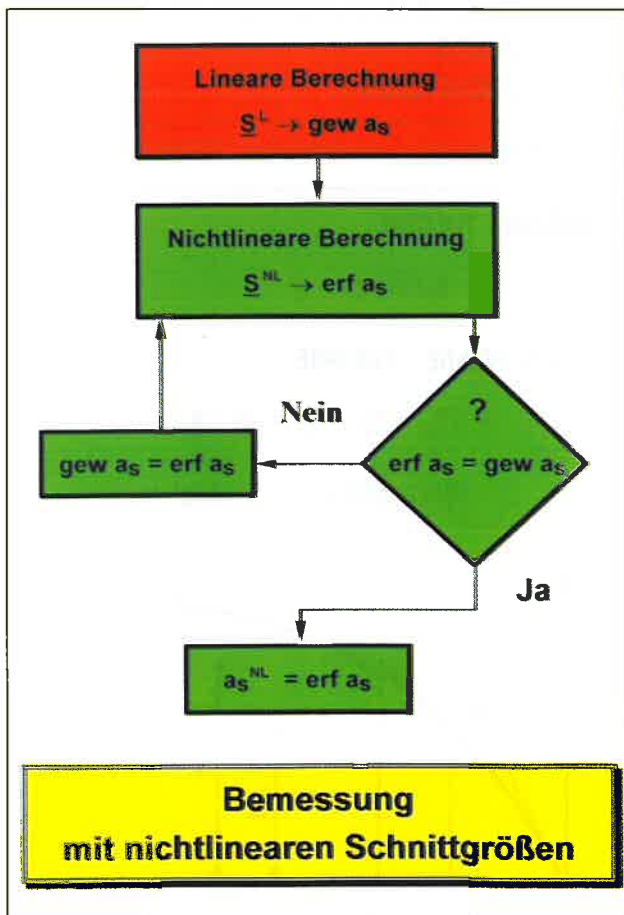


Abb. 11: Iteratives Bemessungskonzept bei nichtlinearer Tragwerksanalyse

Soll jedoch die Schnittgrößenermittlung dazu dienen, die erforderliche Bewehrung zu finden, so ist diese Aufgabe grundsätzlich iterativ anzugehen. Der erste Schritt wird dabei eine lineare Analyse sein, mit der Bestimmung der linear ermittelten Schnittgrößen S^L und einer anschließenden getrennten Bemessung mit gew. a_s (Abb. 11). Mit dieser linear ermittelten Bewehrung wird sodann eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung für S^{NL} durchgeführt, die im allgemeinen zu einer veränderten Bewehrung erf. a_s führt. Damit haben sich die Steifigkeiten geändert und eine erneute nichtlineare Berechnung ist nötig. In der Regel genügen zwei Iterationen, um einen kompatiblen Gleichgewichtszustand, notabene bei unterschiedlichen Stoffgesetzen für Schnittgrößenermittlung und die Bemessung, zu erzeugen.

4 Folgerungen aus nichtlinearer Berechnung nach EC 2

4.1 Folgerungen für den Schnittgrößenzustand

Der sich aus nichtlinearer Berechnung einstellende Beanspruchungszustand der Tragwerke kann im Vergleich zu den Ergebnissen einer linearen Berechnung durchaus als wirklichkeitsnäher bezeichnet werden. Über die Notwendigkeit einer derartigen Berechnung ist damit noch nichts ausgesagt; sie kann sich aus Aspekten der Sicherheit und/oder aus solchen der Wirtschaftlichkeit ergeben.

Für alle zwangsbeanspruchten statisch unbestimmten Tragwerke stellt sich ein Spannungs- beziehungsweise Schnittgrößenzustand ein, der direkt proportional ist zur vorhandenen effektiven Querschnittssteifigkeit EA_{eff} und EJ_{eff} . Durch das weitgehend realistische Erfassen des Reißens des Betons und der Hinzuziehung der Zugmitwirkung zwischen den Rissen liefert eine nichtlineare Berechnung unmittelbar effektive Steifigkeiten und damit realistische Spannungszustände; eine Vorabschätzung einer reduzierten Steifigkeit kann somit bei Beanspruchungen wie Temperatur oder Baugrundverformungen entfallen.

Bei Lastbeanspruchung oder kombinierter Last-Zwangsbeanspruchung liegen die Verhältnisse normalerweise nicht so einfach. Jedoch auch hier kann sich im Nichtlinearen unter Umständen ein erheblich anderer Schnittgrößenzustand als bei Annahme eines rein linear-elastischen Verhaltens einstellen. Etwas fälschlich bezeichnet man diesen Sachverhalt häufig mit „Schnittgrößenumlagerung“, wohl wissend, daß sich natürlich in Wirklichkeit die Schnittgrößen nicht umlagern, sondern je nach Modellvorstellung einen ganz bestimmten Wert annehmen. Die

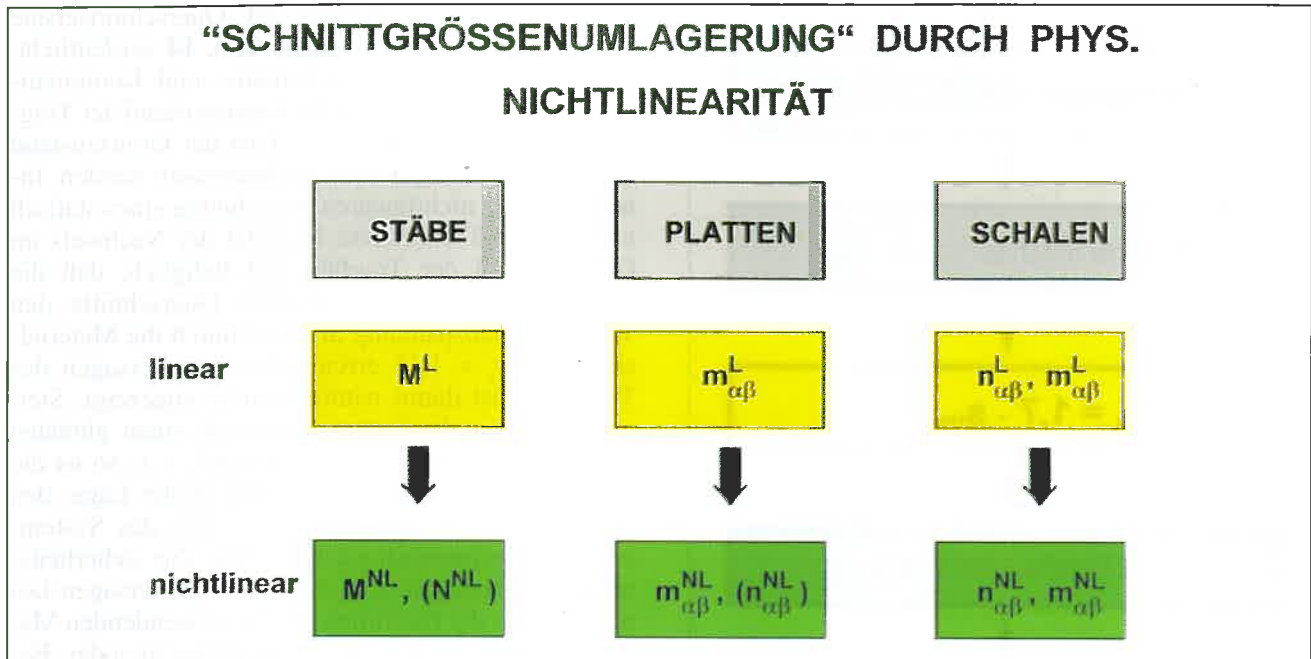


Abb. 12: „Umlagerungspotential“ der Strukturen bei werkstofflicher Nichtlinearität

im Nichtlinearen gegenüber dem Linearen festzustellende „Schnittgrößenumlagerung“ hat im wesentlichen zwei mechanische Ursachen.

Durch das Reißen des Betons entziehen sich gewissermaßen die am stärksten beanspruchten Querschnitte der Lastabtragung. Spannungsspitzen werden abgebaut und die Last wird in weniger beanspruchte Bereiche übertragen, wie dies sehr deutlich insbesondere bei Flächentragwerken (siehe auch Abschnitt 5) beobachtet werden kann.

Ein zweiter Effekt kann sich durch das Aufreißen des Querschnitts direkt einstellen: die neutrale Faser oder Spannungsnulllinie verschiebt sich gegenüber der linear elastischen Lösung. Damit verknüpft ist gleichzeitig aus Gleichgewichtsgründen das Aktivieren von zusätzlichen Normalkräften auch bei reiner Biegebeanspruchung (Biegestäbe und Platten).

Qualitativ ist dieser Sachverhalt in **Abb. 12** für Stäbe, Platten und Schalen dargestellt: der nichtlineare Schnittgrößenzustand (Kopfzeiger: NL) wird sich umso mehr von dem linear ermittelten unterscheiden (Kopfzeiger: L), je ungleichmäßiger die Beanspruchung ist und je mehr Lastabtragungsmechanismen, das sind Anzahl der Schnittgrößen, zur Verfügung stehen.

4.2 Folgerungen für das Sicherheitskonzept

Das Nachweisformat des EC 2 erfordert gleichberechtigt nebeneinander die Einhaltung des

Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit und des Grenzzustandes der Tragfähigkeit jedes Tragwerksquerschnitts. Eingangsparemeter hierfür sind jeweils die inneren Beanspruchungen des Querschnitts, also die Schnittgrößen. In beiden Fällen können diese aus nichtlinearer Berechnung bestimmt werden.

Innerhalb einer nichtlinearen Tragwerksanalyse kommt dem Nachweis der Gebrauchstauglichkeit eine besondere Bedeutung zu. Ein starkes Aufreißen des Betons innerhalb des Nachweises des Grenzzustandes der Tragfähigkeit bedeutet natürlich im allgemeinen auch das Vorhandensein von stark ausgeprägten Rißstrukturen. Damit können dann rechnerisch auch bedeutende Stahlmengenreduzierungen gegenüber einer linearen Berechnung verbunden sein. Diese müssen jedoch durch eine „richtig“ definierte Belastungssituation für die Lastfallkombination zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit begrenzt werden. Steht die vernünftige Definition des Gebrauchslastniveaus nicht zweifelsfrei fest, zum Beispiel bei Berücksichtigung von Temperaturbeanspruchungen, kann ein Nachweis der Rißweiten auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von Nutzen sein.

Der Nachweis der rechnerischen Rißbreiten gelingt übrigens, wie auf **Abb. 13** nachvollziehbar, direkt aus nichtlinearer Berechnung. Vermöge des verwendeten Schichtenmodells liefert die nichtlineare Berechnung unmittelbar die mittlere Stahldehnung ϵ_{sm} ohne Umrechnung aus den Schnittgrößen. Zusammen mit den experimentell begründeten mittleren Rißabständen s_{rm} lassen sich somit die Rißweiten w_k bestimmen.

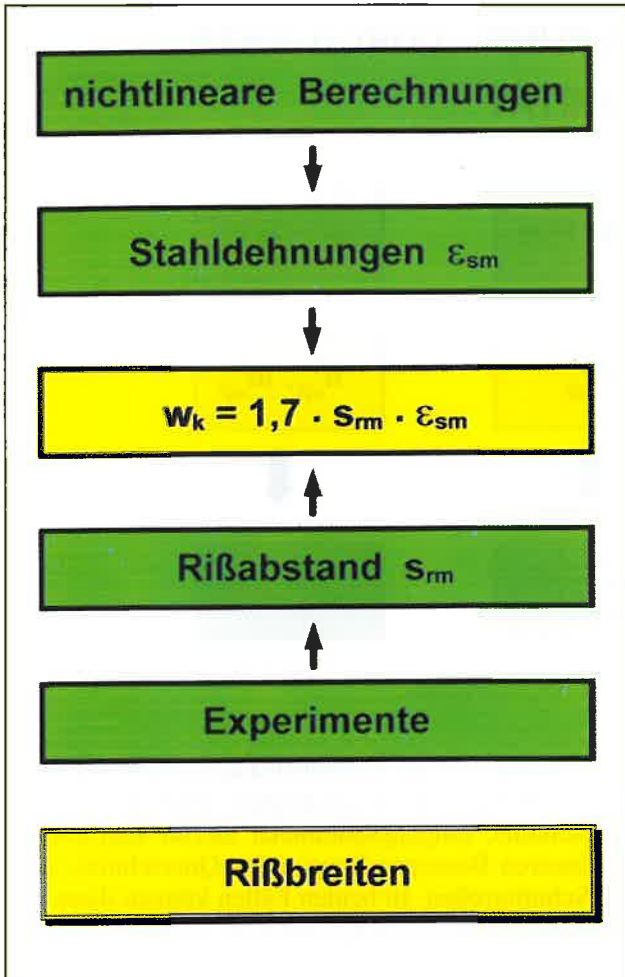


Abb. 13: Rißbreitenermittlung bei nichtlinearer Berechnung

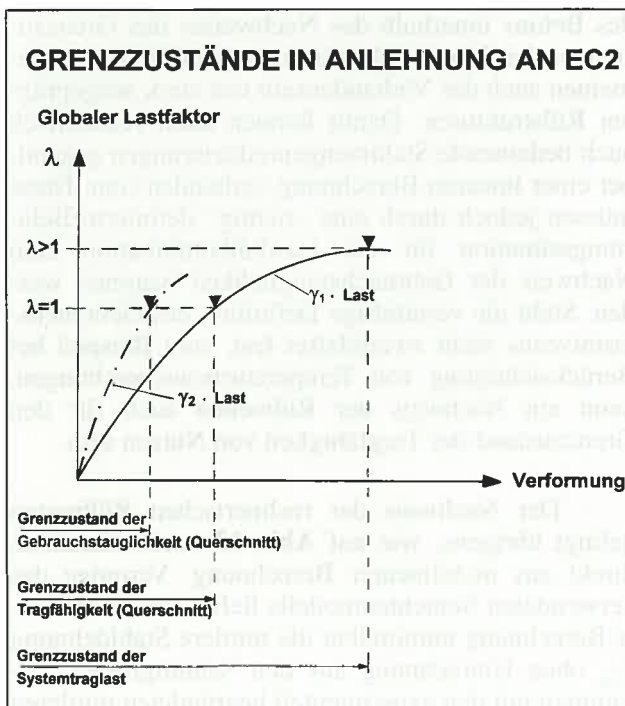


Abb. 14: Rechnerische Grenzzustände in Anlehnung an EC 2

Das Nachweisformat auf Querschnittsebene nach EC 2 ist noch einmal in **Abb. 14** verdeutlicht. Für spezielle partielle Sicherheits- und Kombinationsfaktoren $\gamma_1 \cdot \text{Last}$ muß der Grenzzustand der Tragfähigkeit und für andere $\gamma_2 \cdot \text{Last}$ der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden. Innerhalb einer nichtlinearen Berechnung eines statisch unbestimmten Tragwerks bedeutet der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit lediglich, daß die Stahlspannung des betrachteten Querschnitts den Wert der Fließspannung dividiert durch die Material-sicherheit $\gamma_s = 1,15$ erreicht hat; ein Versagen des Tragwerks ist damit natürlich nicht angezeigt. Steigert man nun das Lastniveau durch einen globalen Lastfaktor λ weiter, $\lambda \cdot \gamma_1 \cdot \text{Last}$ mit $\lambda > 1$, so ist die nichtlineare Tragwerksberechnung in der Lage, den Grenzzustand der Systemtraglast, also das Systemversagen, rechnerisch zu definieren. Zur sicherheitsrelevanten Heranziehung dieser Systemversagenslast wäre jedoch die Definition der zu verwendenden Materialparameter, Mittelwerte, Fraktilwerte oder Bemessungswerte, sowie die Festlegung eines erforderlichen globalen Sicherheitsfaktors λ notwendig, wovon im EC 2 keine Aussagen gemacht werden.

Das Heranziehen dieses Grenzzustandes der Systemtraglast innerhalb eines Sicherheitskonzeptes kann zum Beispiel dann sinnvoll erscheinen, wenn es darum geht, Bewehrungsmengen gezielt „umzuschichten“, wie es in der Konstruktionspraxis durchaus in manchen Fällen gewünscht wird. Diese willkürliche Bewehrungsmanipulation kann im allgemeinen durch eine nichtlineare Berechnung mit Nachweisführung des Grenzzustandes auf Querschnittsebene nicht erfüllt werden. Eine vergleichbare Situation liegt auch vor, wenn Standsicherheitsnachweise bei nachträglicher Lasterhöhung oder gewisser Vorschädigungen durch nichtlineare Berechnungen erbracht werden sollen.

Zweifelsohne tragen nichtlineare Berechnungen zur wirklichkeitsnahen Beschreibung und Erfassung des Tragverhaltens bei. Wenn auch in den Regelungen des EC 2 nunmehr im Gegensatz zur DIN 1045 planmäßig nichtlineare Schnittgrößenermittlungen zugelassen beziehungsweise empfohlen werden, so verbleiben dennoch zwei grundsätzliche Ungeheimtheiten (**Abb. 15**).

Bei der Ermittlung der inneren Beanspruchungen der Tragwerke, den Schnittgrößen, werden nichtlineare Stoffgesetze verwendet, die auf der Verwendung von Mittelwerten der Stoffparameter basieren. Die Aufnahme dieser Schnittgrößen im Stahlbeton auf der Ebene einer Querschnittsbemessung wird jedoch gesteuert durch nichtlineare Stoffgesetze mit Fraktilwerten der Werkstoffparameter.

INKONSISTENZEN DER NICHTLINEAREN BEMESSUNGSVERFAHREN NACH EC2

1. STOFFGESETZE FÜR SCHNITTGRÖSSENERMITTLUNG (Mittelwerte)

≠

STOFFGESETZE FÜR QUERSCHNITTSBEMESSUNG (Fraktilwerte f_{YM})

2. QUERSCHNITTSVERSAGEN ≠ SYSTEMVERSAGEN

(ungleiches Sicherheitsniveau stat. bestimmter und unbestimmter Strukturen)

Abb. 15: Inkonsistenzen der nichtlinearen Bemessungsverfahren nach EC 2

Die Beschränkung des Nachweisformats auf die Querschnittsebene und die Nichtbeachtung der Systemtraglast bedeutet schließlich, daß Tragreserven, die üblicherweise bei allen äußerlich oder innerlich statisch unbestimmten Tragwerken nach Überschreiten des rechnerischen Grenzzustandes der Querschnittstragfähigkeit vorhanden sind, unberücksichtigt bleiben. Dies bedeutet, daß trotz formal gleicher Nachweise, wir ein ungleiches Sicherheitsniveau von statisch bestimmten und unbestimmten Strukturen festschreiben.

5 Exemplarische Beispiele

5.1 Vergleich Numerik-Versuch

Selbstverständlich hängt die Güte nichtlinearer Rechenergebnisse entscheidend von den verwendeten



Abb. 16: Hybridkühlturm GKN II

nichtlinearen Werkstoffgleichungen und den dazugehörigen realistischen Werkstoffparametern ab. Als Beispiel für eine zutreffende nichtlineare numerische Analyse sei ein komplexes Stahlbeton-Tragwerk, ein Hybridkühlturm, in den **Abb. 16 bis 19** betrachtet. Infolge geotechnischer Senkungserscheinungen kam es innerhalb eines begrenzten Umfangsbereiches zu erheblichen Deformationen (**Abb. 18**) der Stützkonstruktion und in deren Folge zu ausgeprägten Rißstrukturen in der Ringwand. Materialproben in situ und Aufmessungen des Rißbildes, durchgeführt von Professor Eibl, lieferten uns die Basisdaten für eine aufwendige nichtlineare Analyse und bildeten gleichzeitig die Möglichkeit der Nachrechnung eines „Versuchs“ im Maßstab 1:1.

Abb. 16 zeigt das reale Bauwerk im fortgeschrittenen Bauzustand, die **Abb. 17** das entsprechende numerische Modell einer Finite-Element-Diskretisierung.

Nur eine nichtlineare Analyse war in der Lage, die stark ausgeprägte und vermessene Senkungsmulde als nichtlineare Verformungsfigur infolge der ständigen Belastung nachzubilden und damit auch realistische Stützkräfte der Wandscheiben zu prognostizieren (**Abb. 18**).

Die Reduzierung der Steifigkeit durch Rißbildung macht ein derartiges Verformungsverhalten erst möglich. Ein Vergleich der gemessenen Rißstrukturen mit den Ergebnissen der nichtlinearen numerischen Analyse in **Abb. 19** bestätigt die wesentliche Hauptbeanspruchung.

Diese relativ guten Übereinstimmungen von objektiven Beobachtungen und theoretisch-numeri-

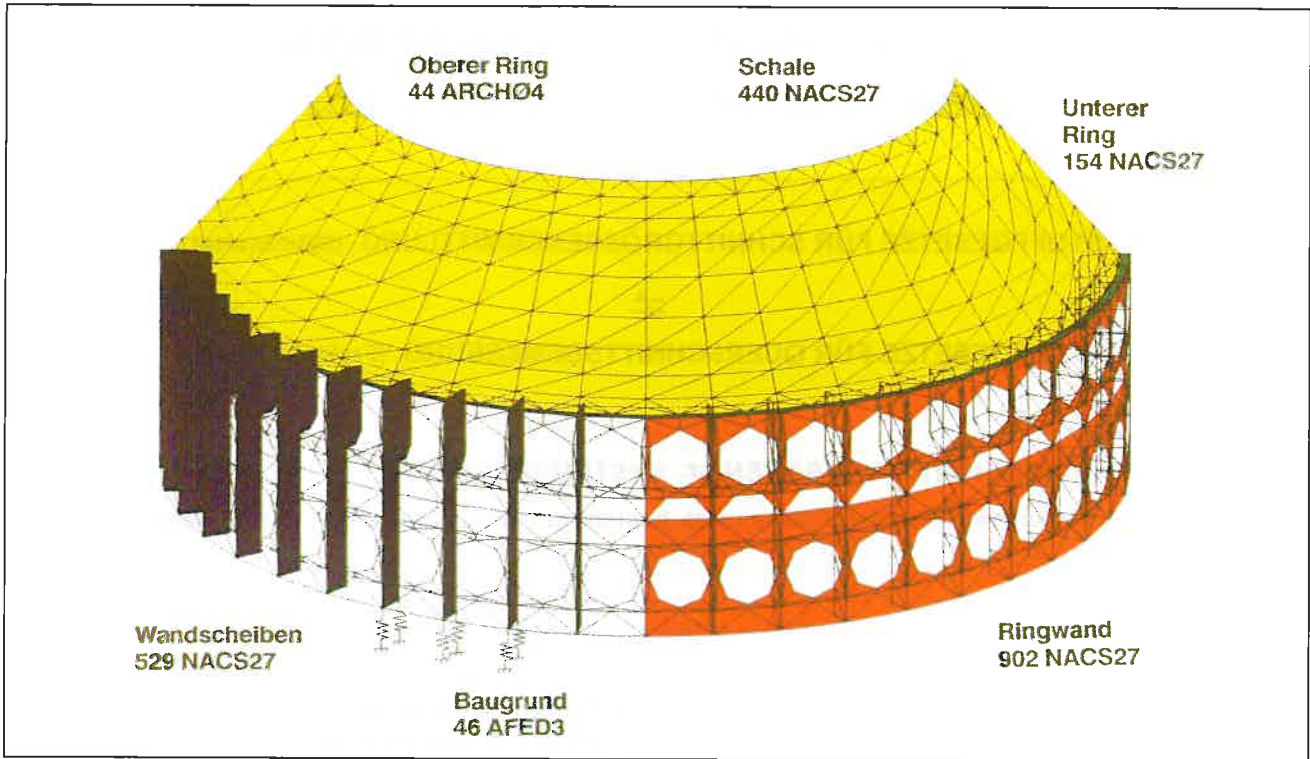


Abb. 17: Finite-Element-Modell des Hybridkühlturms GKN II

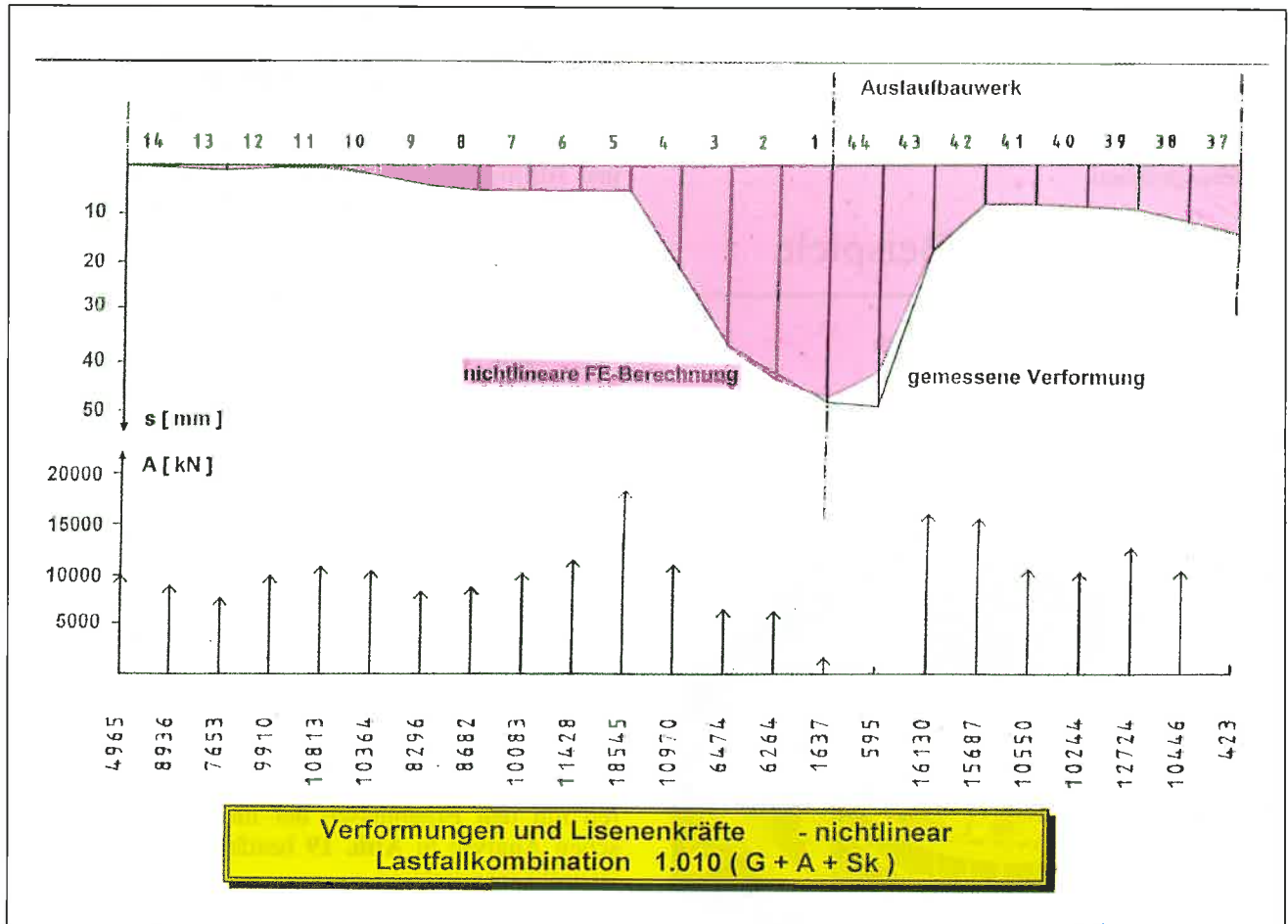


Abb. 18: Gemessene Senkungsmulde, nichtlineare Deformationsberechnung und Stützenkräfte

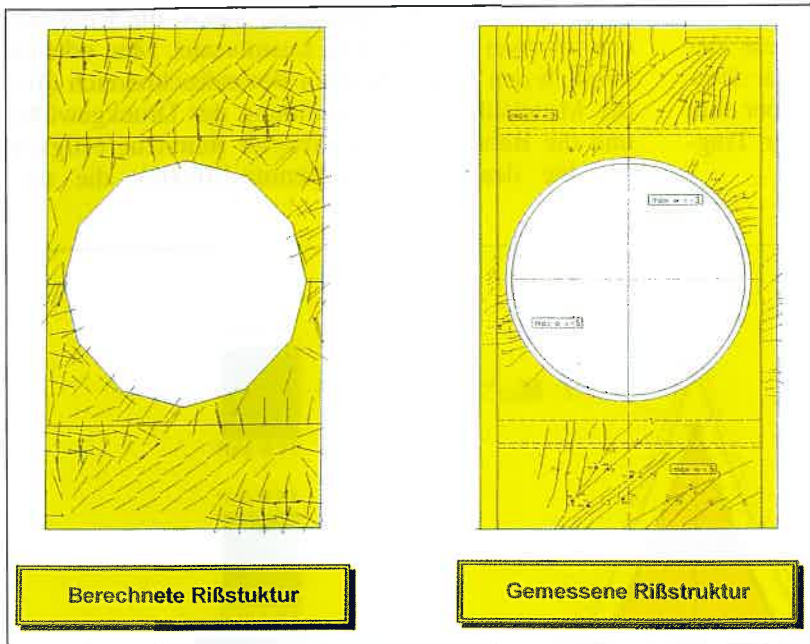


Abb. 19: Gemessene und nichtlinear berechnete Rißstrukturen in der Ringwand

scher Prognose bildeten schließlich die Vertrauensbasis für weitere numerische Ergebnisse bezüglich des Kraft- und Verformungszustandes einschließlich der Stabilität dieses komplexen Bauwerks.

5.2 Stabtragwerk

Als Beispiel für ein typisches Biegestabwerk sei der Durchlaufträger unter Gleichlast q in den Abb. 20 bis 22 betrachtet. Bemessen wurde der Trä-

ger für eine Bemessungslast nach EC 2 von $q = 57,60 \text{ kN/m}$ nach dem Verfahren der begrenzten Momentenumlagerung. Das Stützmoment einer linear elastischen Berechnung M_{St}^{LIN} wurde auf 70 Prozent zu $0,7 M_{St}^{LIN}$ reduziert, was eine oben und untenliegende gleichmäßige Bewehrung von je $17,92 \text{ cm}^2$ erforderlich macht.

Eine anschließende nichtlineare Berechnung unter Verwendung der Mittelwerte der Werkstoffparameter ermittelt zunächst das gesamte Last-Verformungsverhalten mit Angabe relevanter Strukturmerkmale (Abb 20): bei 20 Prozent der Bemessungslast für $q = 11,52 \text{ kN/m}$ erscheint der erste Riß über der Stütze und das Last-Verformungsverhalten beginnt nichtlinear zu werden; nach geringer Laststeigerung auf $q = 17,28 \text{ kN/m}$ ist erstmalig die Zugfestigkeit des Betons im Feld erreicht;

bereits bei einer Last von $q = 53,0 \text{ kN/m}$, unterhalb des Bemessungslastniveaus von $q = 57,60 \text{ kN/m}$ (Stahlspannung: $\sigma_s = \frac{3k}{1,15}$!) kann ein Fließbeginn der Stützbewehrung beobachtet werden; das System wird infolge dieser Steifigkeitsreduzierung erneut weicher mit rasch zunehmender Verformung; bei $q = 73,8 \text{ kN/m}$ ist die Fließspannung der Feldbewehrung erreicht mit Übergang zu sehr großen Verformungen und einem letztmaligen Knick in der Last-Verformungskurve; die aufgebrachte Last läßt

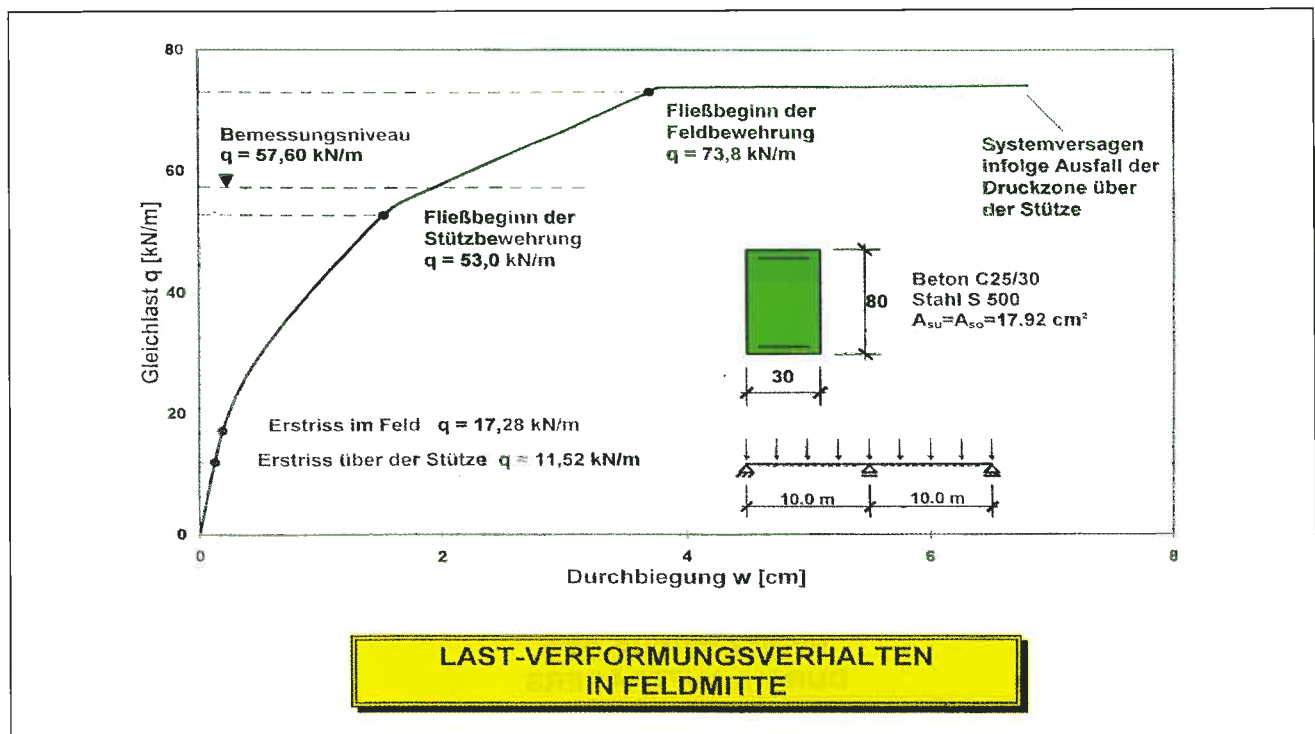


Abb. 20: Nichtlineares Last-Verformungsverhalten eines Zweifeldträgers

sich nun nicht mehr steigern und die Systemtraglast ist erreicht infolge eines Betondruckversagens der stark eingeschnürten Restdruckfläche über der Stütze; die Systemtraglast liegt etwa 28 Prozent über dem Bemessungsniveau für den Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Querschnittsebene.

Abb. 22 zeigt ergänzend hierzu die Rißbereiche für zwei verschiedene Lastniveaus. Man erkennt deutlich den eingeschnürten Betondruckbereich über der Mittelstütze, die Ausbildung der Druckgewölbe und die Bereiche mit reduzierter Betonzugfestigkeit (infolge des Tension-Stiffening-Effekts), die dra-

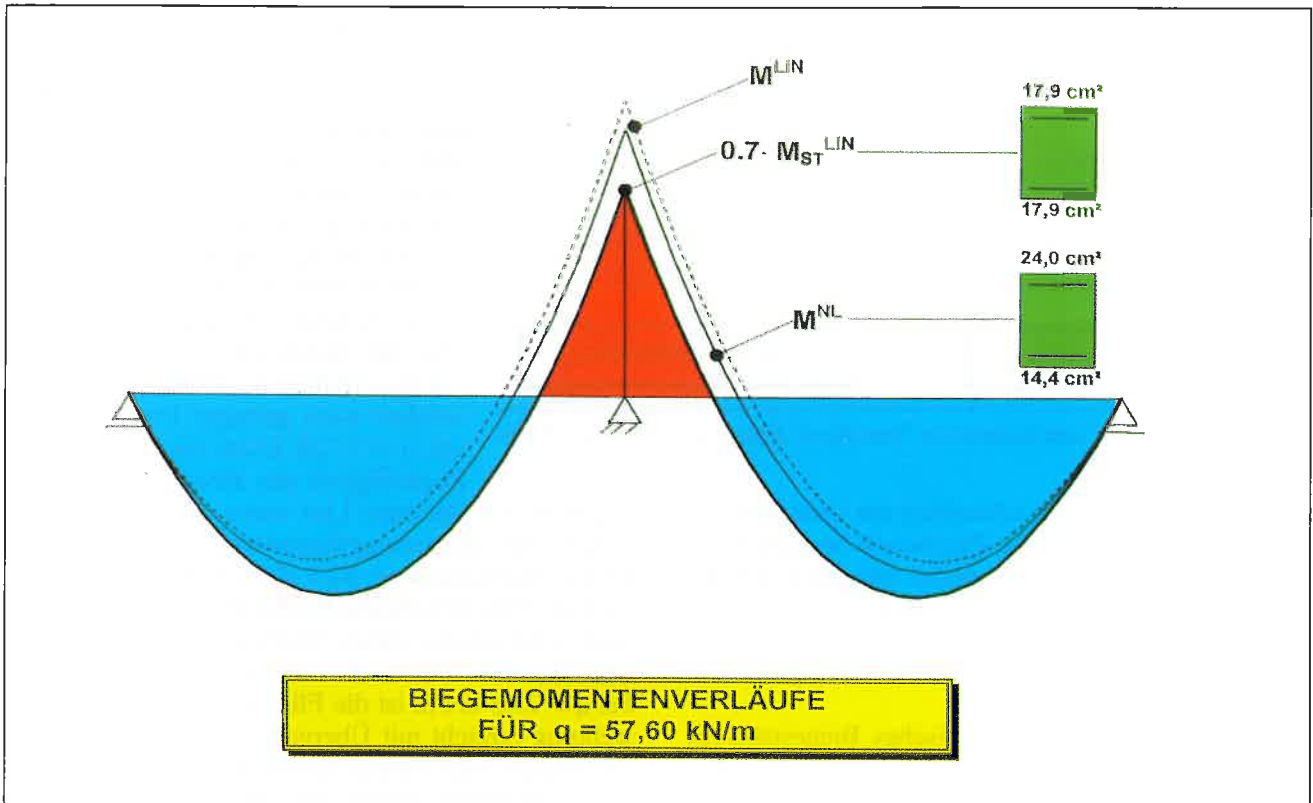


Abb. 21: Lineare und nichtlineare Biegemomentenverläufe

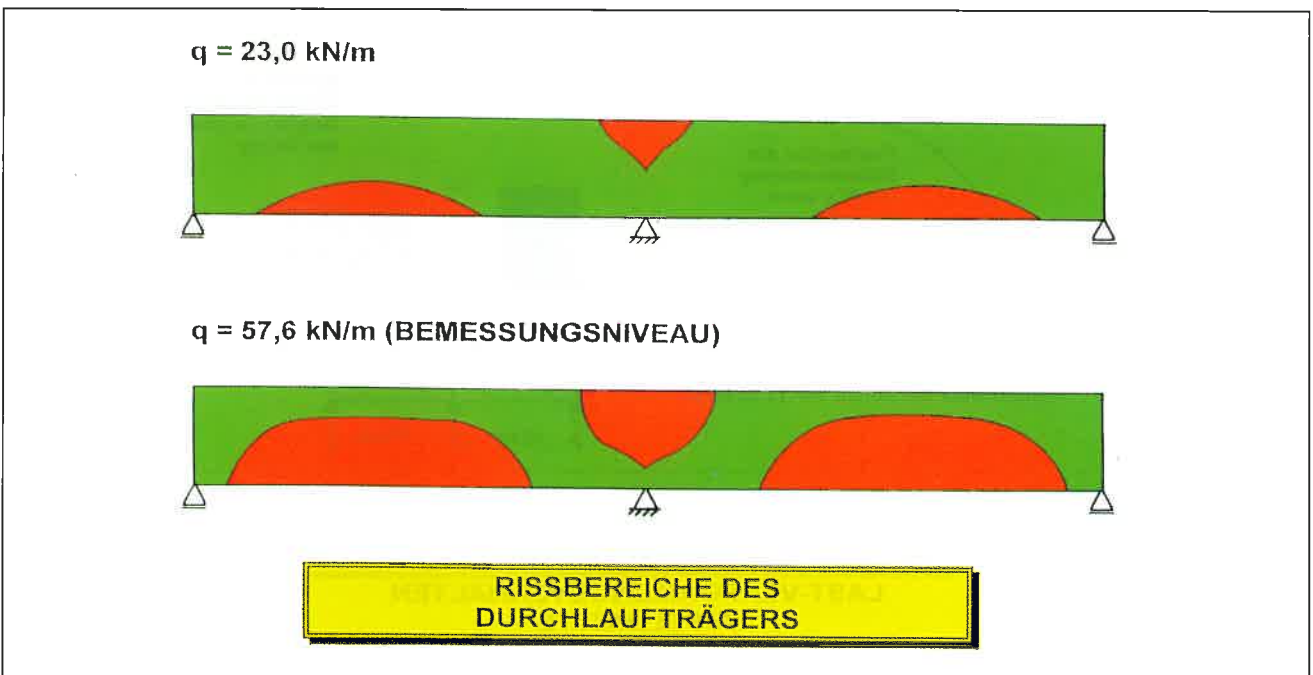


Abb. 22: Rißbereiche für zwei Lastniveaus

stisch verdeutlichen, daß das nichtlineare Verhalten viel eher ein Fließzonenverhalten als ein Verhalten mit diskretem plastischem Gelenk entspricht.

Ist man nun bestrebt, im Rahmen des in Abschnitt 3 skizzierten nichtlinearen Schnittgrößenermittlungs- und Bemessungsverfahrens, die nichtlineare Analyse auch zur aktiven Bewehrungswahl heranzuziehen, so macht **Abb. 21** deutlich, daß ein an jeder Tragwerksstelle verformungskompatibler Gleichgewichtszustand eine nichtlineare Biegemomentenverteilung M^{NL} liefert, die zwischen der linearen M^{LIN} und der zwangsweise umgeordneten $0,7 M^{LIN}$ liegt. Die hierfür notwendige Bewehrung beträgt dann über der Stütze $24,0 \text{ cm}^2$ und im Feld $14,4 \text{ cm}^2$.

Dieses Ergebnis, typisch für das nichtlineare Verhalten von lastbeanspruchten Biegeträgern, unterstützt die Ausführungen des Abschnitts 4.2: ohne Hinzuziehung der Systemtraglast wäre ein nichtlineares Verfahren mit Nachweisen der Grenztragfähigkeit auf Querschnittsebene nicht in der Lage, die Zulässigkeit der Bewehrungsführung mit oben und unten durchgehend $17,9 \text{ cm}^2$ zu rechtfertigen, so wie es andererseits das Verfahren mit begrenzter Momentenumlagerung erlaubt.

5.3 Plattentragwerk

Zur Demonstration typischen biaxialen Verhaltens ebener Stahlbetonflächentragwerke im nichtlinearen Bereich diene eine Stahlbetonplatte unter Vollast.

Für das System der **Abb. 23** soll unter Verwendung nichtlinearer Berechnungsmethoden die Bewehrungsermittlung aus dem Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit durchgeführt werden. Für das zugehörige Bemessungslastniveau nach EC 2 mit $q = 1,35 g + 1,5 p = 39,9 \text{ kN/m}^2$ stellt sich ein ausiterierter Gleichgewichtszustand mit einer Schnittgrößen- und Bewehrungsverteilung entsprechend **Abb. 25**, auf der die Ergebnisse für eine Viertelplatte dargestellt sind, ein.

Im Vergleich zur linearen Lösung (gestrichelt beziehungsweise in Klammern), ändert sich der nichtlineare Schnittgrößenzustand und die erforderliche Bewehrung bedeutend. Insbesondere durch die Rißbildung des Betons oben an den eingespannten Rändern und unten in Feldmitte von **Abb. 24**, wird die Größe des maximalen Stützmomentes von $-204,9 \text{ kNm/m}$ im Linearen und $-159,5 \text{ kNm/m}$ im Nichtlinearen abgebaut. Gleichzeitig erkennt man, wie im Nichtlinearen der hochbeanspruchte Bereich fülliger wird. Das maximale Feldmoment wächst hingegen geringfügig von $84,8 \text{ kNm/m}$ auf $94,6 \text{ kNm/m}$.

Durch die rechnerische Berücksichtigung der aufgerissenen Betonquerschnitte wird die Spannungsnulldlinie verschoben und ein für Platten typischer Effekt tritt auf: zusätzlich zu den Biege- und Torsionsmomenten werden in beiden Richtungen nichtlineare Druckkräfte aktiviert. Hierbei muß jedoch sichergestellt sein, daß die horizontale Verschieblichkeit an den Plattenrändern auch wirklich verhindert wird, wie es in der Rechnung unterstellt wurde.

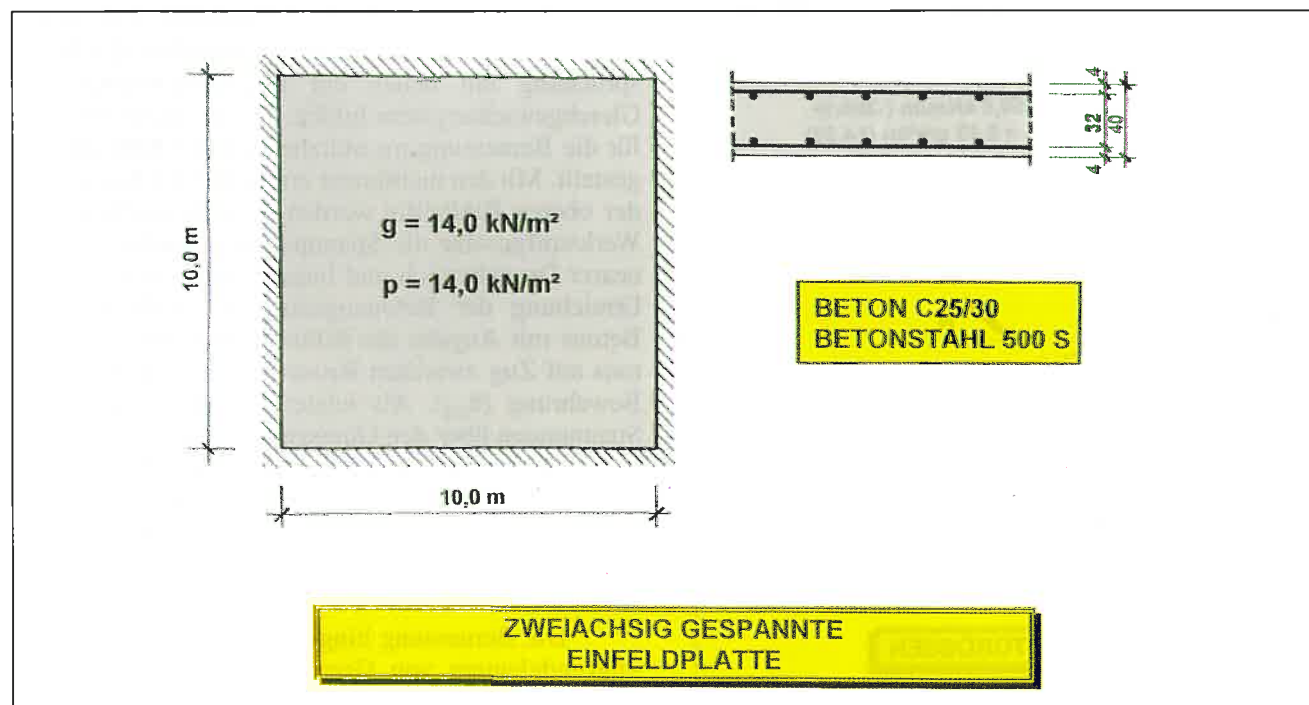


Abb. 23: System einer Einfeldplatte

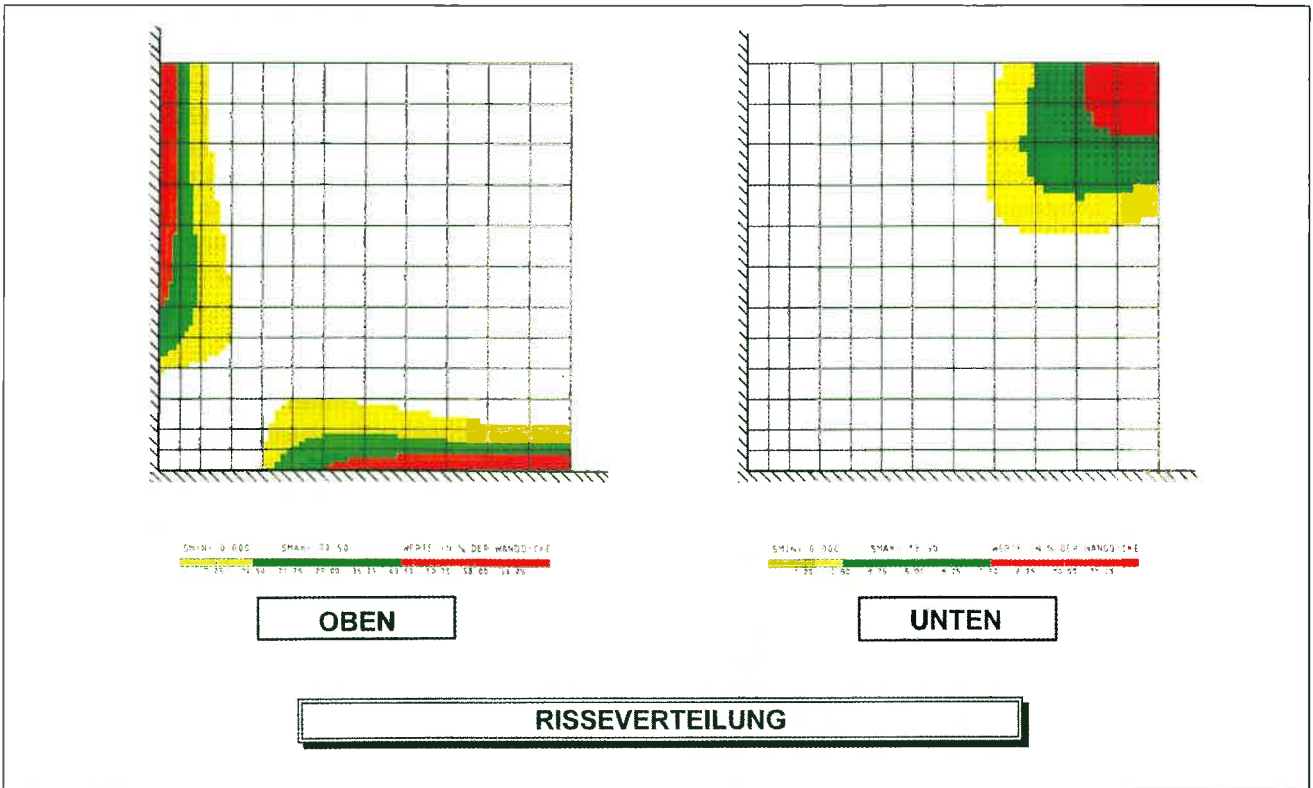


Abb. 24: Risseverteilung der Viertelplatte

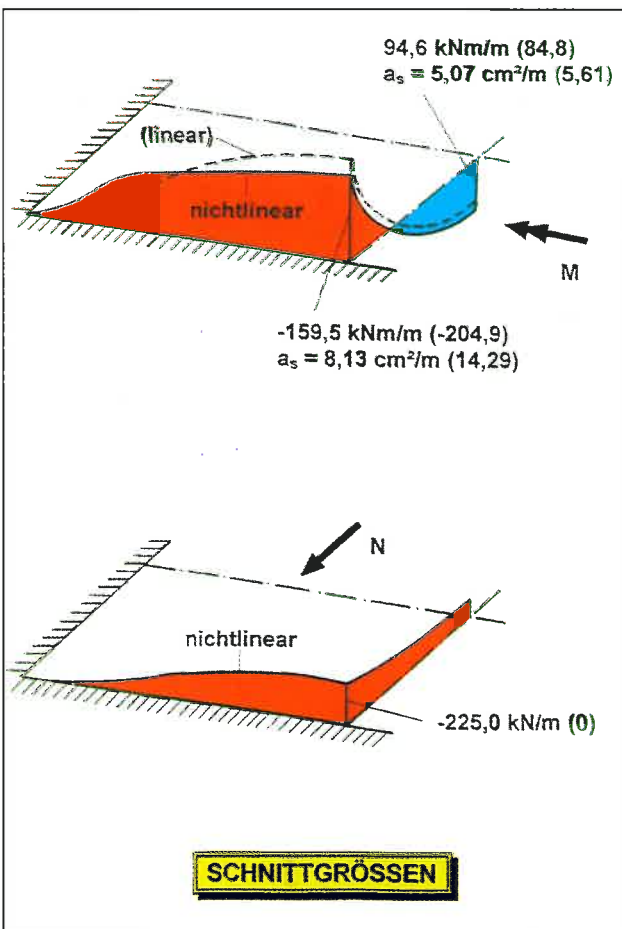


Abb. 25: Lineare und nichtlineare Schnittgrößenverteilung

Im Zusammenhang mit diesem Kräftespiel verändert sich die erforderliche Feldbewehrung kaum, bedeutsam jedoch die Stützbewehrung auf $8,13 \text{ cm}^2/\text{m}$ anstatt $14,29 \text{ cm}^2/\text{m}$ im linearen Fall. Wie in den Abschnitten 3 und 4 erwähnt, erfolgt die Schnittgrößenberechnung mit Mittelwerten und die Bemessung mit Fraktilwerten, dividiert durch die Materialsicherheiten der Stoffparameter. Im ausiteirierten Zustand müssen die Schnittgrößen der Beanspruchung mit denen der Beanspruchbarkeit ein Gleichgewichtssystem bilden. Dieser Sachverhalt ist für die Bemessung im Stützbereich auf **Abb. 26** dargestellt. Mit den nichtlinear ermittelten Dehnungen in der oberen Bildhälfte werden über die nichtlinearen Werkstoffgesetze die Spannungen gefunden: nichtlinearer Druckbereich und linearer Zugbereich bis zur Erreichung der Betonzugfestigkeit, Aufreißen des Betons mit Angabe der Rißtiefe, Mitwirken des Betons auf Zug zwischen Rissen in der Umgebung der Bewehrung (h_{eff}). Als letzter Schritt werden diese Spannungen über den Querschnitt zu den resultierenden Schnittgrößen der Beanspruchung $M = 159,5 \text{ kNm/m}$ und $N = -225 \text{ kN/m}$ aufintegriert, wobei die Verschiebung der Spannungsnulllinie deutlich erkennbar wird.

Die Bemessung hingegen erfolgt im Riß unter Zugrundelegung von Grenzdehnungen des Bemessungsverfahrens nach EC 2. Mit den nichtlinearen Stoffgesetzen für die Bemessung ergibt sich sodann

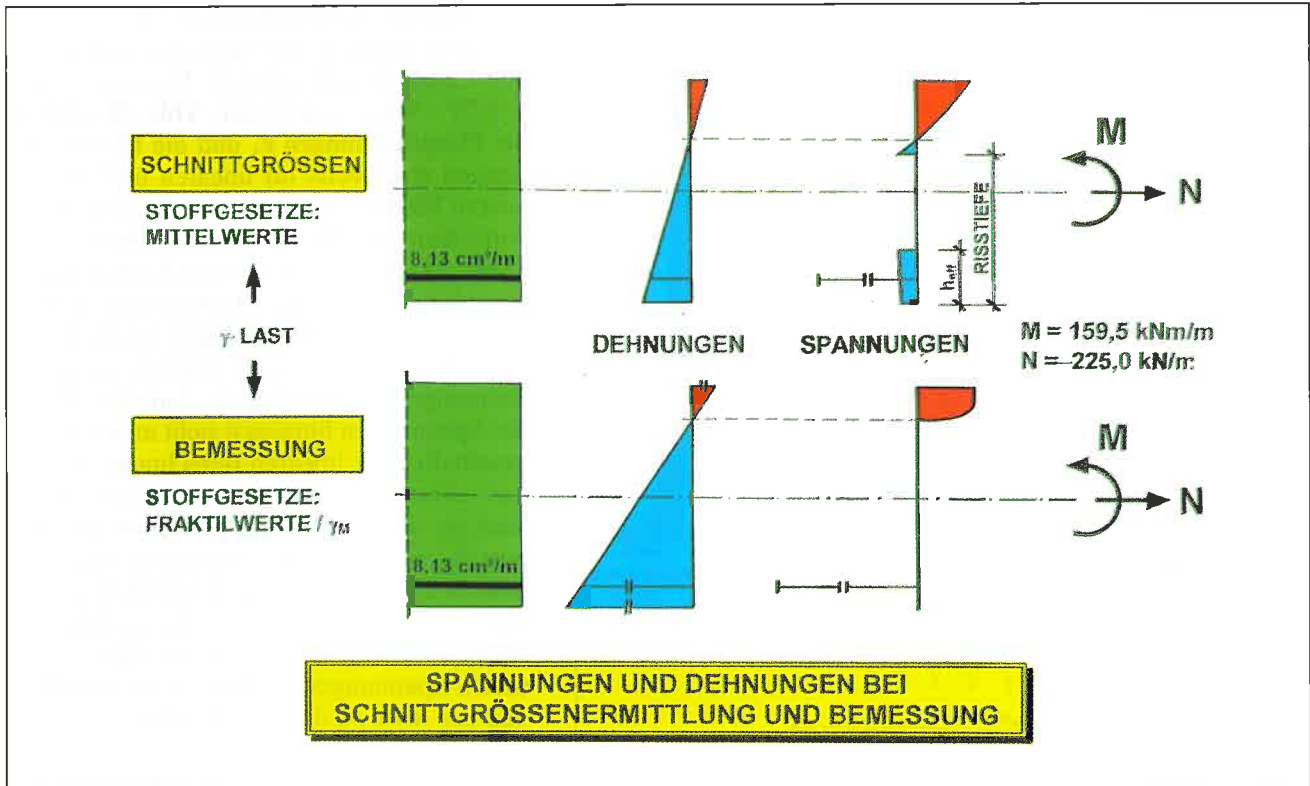


Abb. 26: Beanspruchung und Beanspruchbarkeit eines Stahlbetonquerschnitts bei nichtlinearer Analyse

die unten rechts in **Abb. 26** dargestellte Spannungsverteilung: nichtlinearer Druckbereich, keine Zugmitwirkung des Betons, Zugspannungen in der Bewehrung. Die Aufintegration dieser Querschnittswiderstände über die Plattenhöhe ergibt sodann die Schnittgrößenzustände der Beanspruchbarkeit, die im Falle des ausiterierten kompatiblen Gleichgewichtszustandes, wie es hier der Fall ist, mit denen der Beanspruchung identisch sind.

5.4 Schalentragerwerk

Ein aktuelles Beispiel aus dem Schalenbau möge diese exemplarische Auflistung beenden. Eine ganze Serie von Großkühltürmen wird zur Zeit in den neuen Bundesländern geplant beziehungsweise gebaut. Die ersten dieser bereits fertiggestellten Türme sind die des $2 \times 800 \text{ MW}$ Braunkohlekraftwerkes „Schwarze Pumpe“; sie wurden vollständig nach nichtlinearer Bemessungsstrategie dimensioniert und statisch ausgelegt.

Abb. 27 zeigt eine Aufnahme im Bauzustand, **Abb. 28** das dazugehörige Finite-Element-Modell zur statischen Analyse. Die Öffnungen im unteren Schalenbereich dienen übrigens zur Einleitung der gereinigten Rauchgase aus der Rauchgasentschwefelungsanlage.

Wie bei kaum einem anderen Bauwerk lassen sich die nichtlinearen Tragwerksphänomene bei die-



Abb. 27: Naturzugkühltürme Schwarze Pumpe
 Bauherr: Vereinigte Energiewerke AG, Berlin
 Bauunternehmung: E. Heitkamp GmbH, Herne

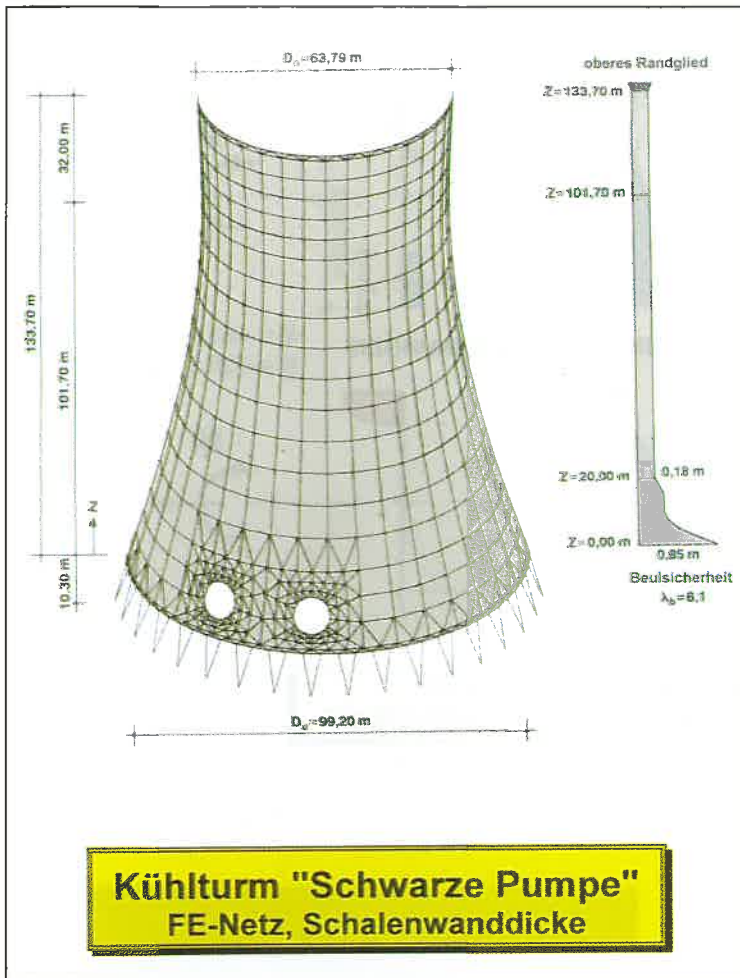


Abb. 28: Finite-Element-Diskretisierung

sem dünnen Schalentragerwerk aus Stahlbeton verdeutlichen. Für einen der maßgebenden Lastfallkombinationen, Eigengewicht $g + 1,75 \cdot \text{Wind}$ sind in den **Abb. 29 und 30** die Hauptdehnungen ϵ_1 und die Hauptspannungen σ_1 jeweils im linearen und nichtlinearen Modell gegenübergestellt. Durch das Aufreißen des Betons im Windlufbereich (**Abb. 31**), kommt es bei wirklichkeitsnaher Berechnung zu großen Dehnungen, wohingegen eine lineare Berechnung diesen Effekt nicht erfassen kann und folglich zu kleine Dehnungen prognostiziert. Auf der Ebene der Spannungen hingegen sieht man, daß die innerhalb einer linearen Berechnung sich im Luv einstellenden Zugspannungen größer sind als die mittlere Zugfestigkeit des Betons ($f_{tm} = 2,7 \text{ MN/m}^2$); diese hohe linear ermittelte Zugspannung kann vom Beton nicht aufgenommen werden, was die nichtlineare Analyse berücksichtigt und zu einer veränderten Spannungsverteilung, wie im rechten Teil der **Abb. 30** dargestellt, führt.

Diese Effekte der „Schnittgrößenumlagerung“ der Biege- und Membranbeanspruchungen werden noch deutlicher bei weiterer Laststeigerung und sind exemplarisch für den Verlauf der Meridianzugkraft im Luv und dem Ringbiegemoment bei einer Schalenhöhe von 69,0 m in **Abb. 32** dargestellt: die großen Meridianzugkräfte im

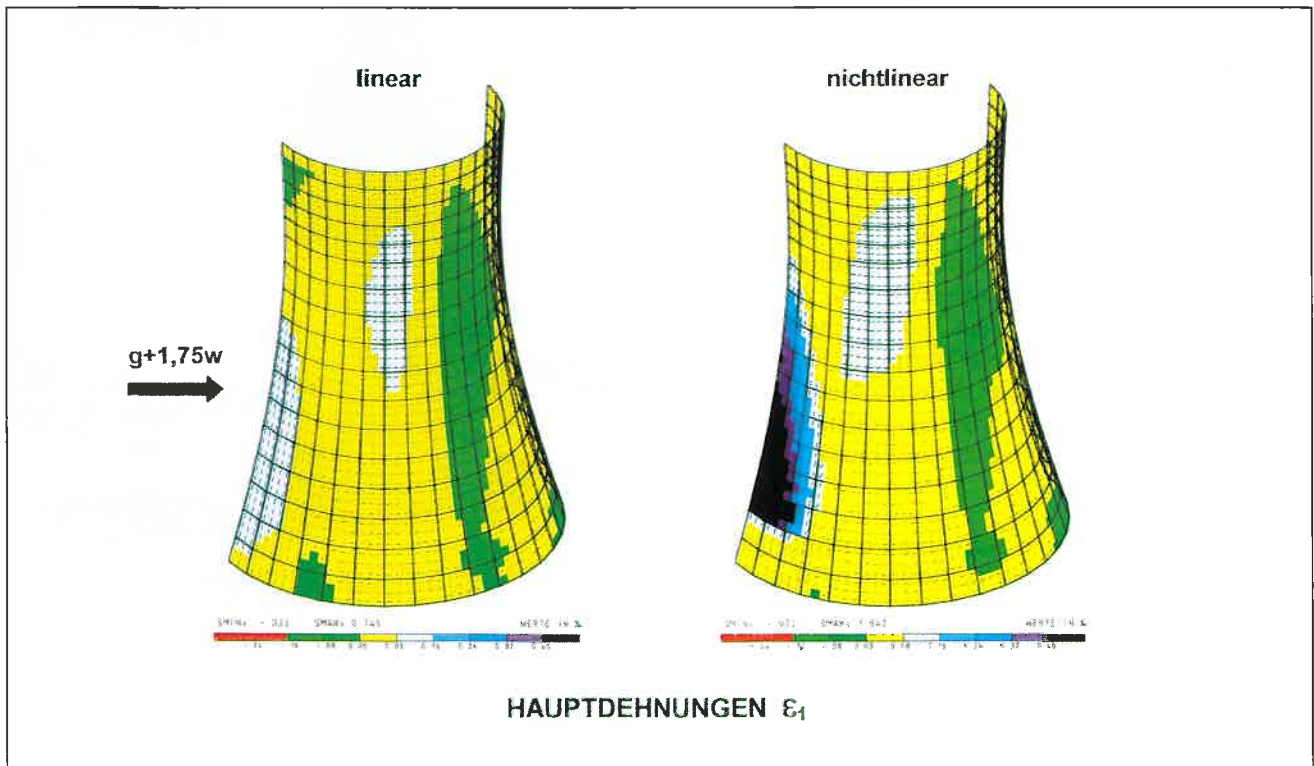


Abb. 29: Vergleich linearer und nichtlinearer Hauptdehnungen ϵ_1

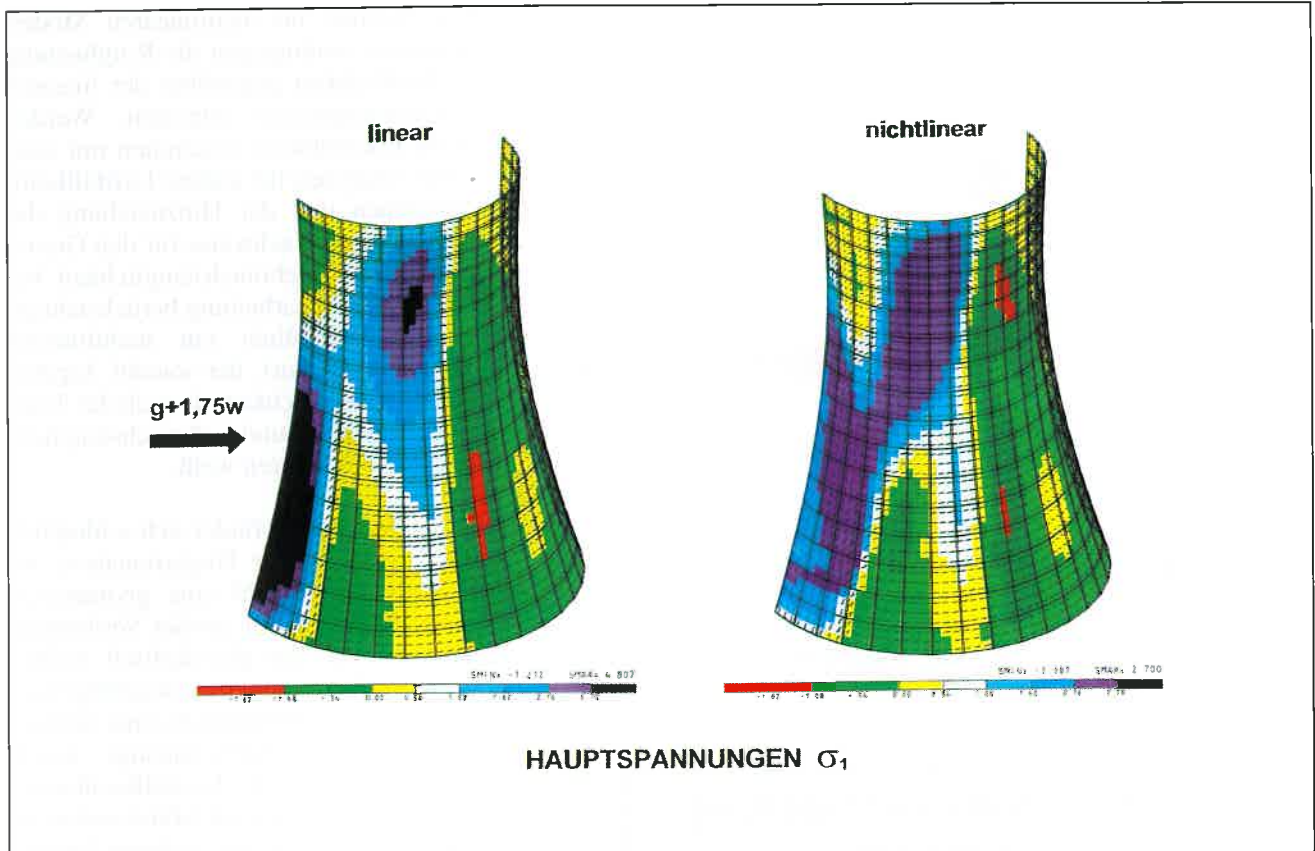


Abb. 30: Vergleich linearer und nichtlinearer Hauptspannungen σ_1

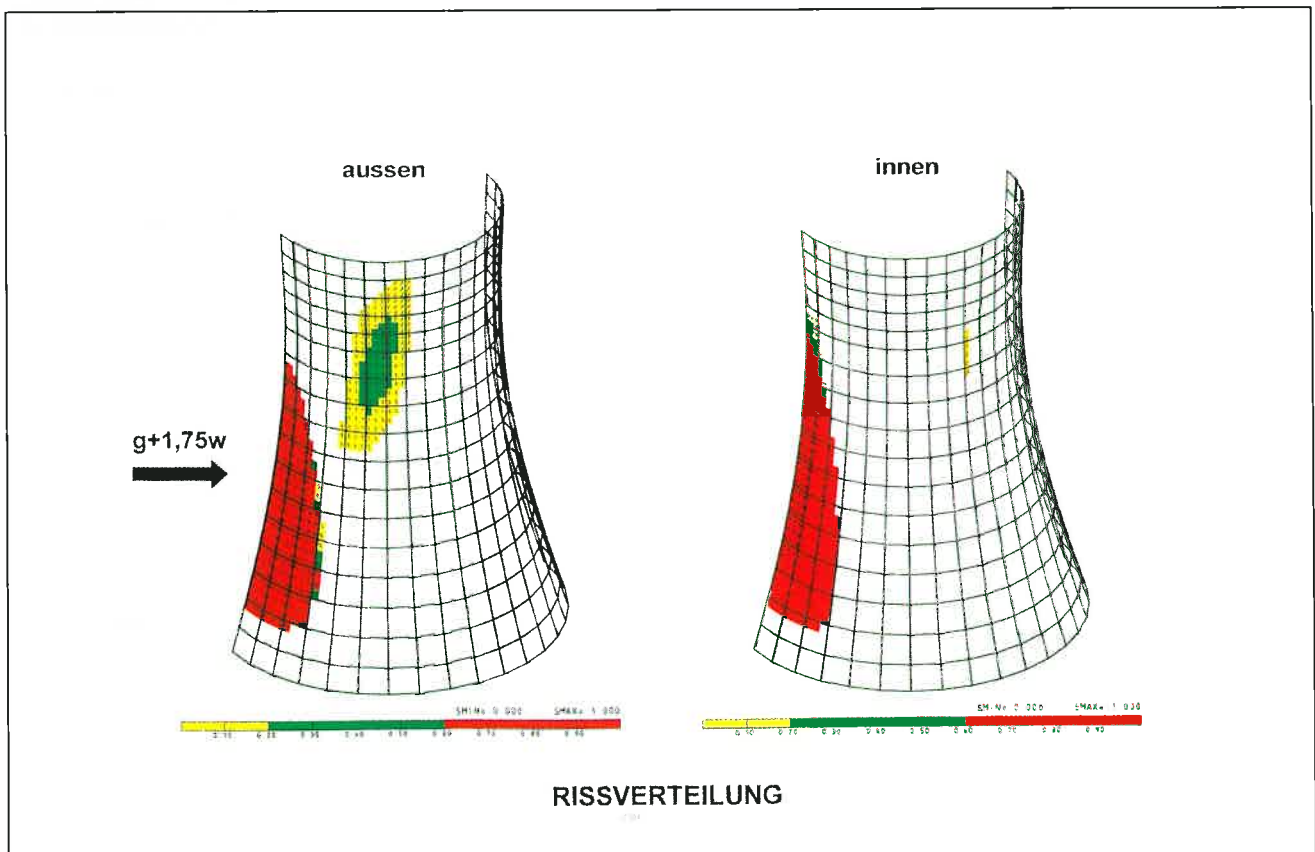


Abb. 31: Risseverteilung an der äußeren und inneren Schalenleibung

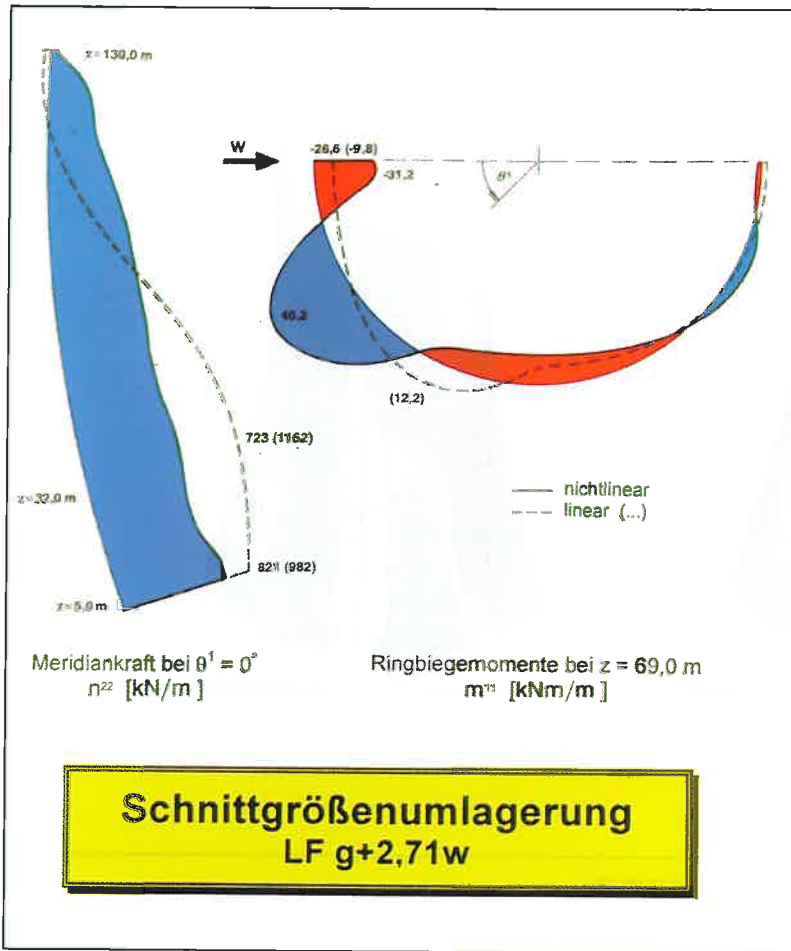


Abb. 32: Lineare und nichtlineare Schnittgrößenverteilungen

Luv werden im nichtlinearen Modell abgebaut, wohingegen die Ringbiegung in Wirklichkeit gegenüber der linearen Betrachtungsweise zunimmt. Werden diese Erkenntnisse zusammen mit weiteren Analysen für andere Lastfallkombinationen und der Hinzuziehung der nichtlinearen Nachweise für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei der Entwurfsbearbeitung berücksichtigt, gelingt schließlich ein nichtlinearer Tragwerksentwurf, der sowohl Aspekte der Wirtschaftlichkeit als auch der Tragwerkssicherheit und Gebrauchstauglichkeit zu kombinieren weiß.

In Abb. 33 findet sich schließlich das Ergebnis einer Traglastanalyse, innerhalb der sowohl eine geometrisch nichtlineare Theorie großer Verformungen als auch das physikalisch nichtlineare Stoffverhalten berücksichtigt wurden. Aus Gesichtspunkten einer realistischen Sicherheitsabschätzung wurde diese Analyse für die Lastfallkombination $g + \lambda w$ sowohl mit Mittelwerten als auch konservativ mit unteren Fraktilwerten der Werkstoffparameter durchgeführt. Wie schon im Abschnitt 4.2 erwähnt, können statisch unbestimmte Strukturen über den Grenzzustand der

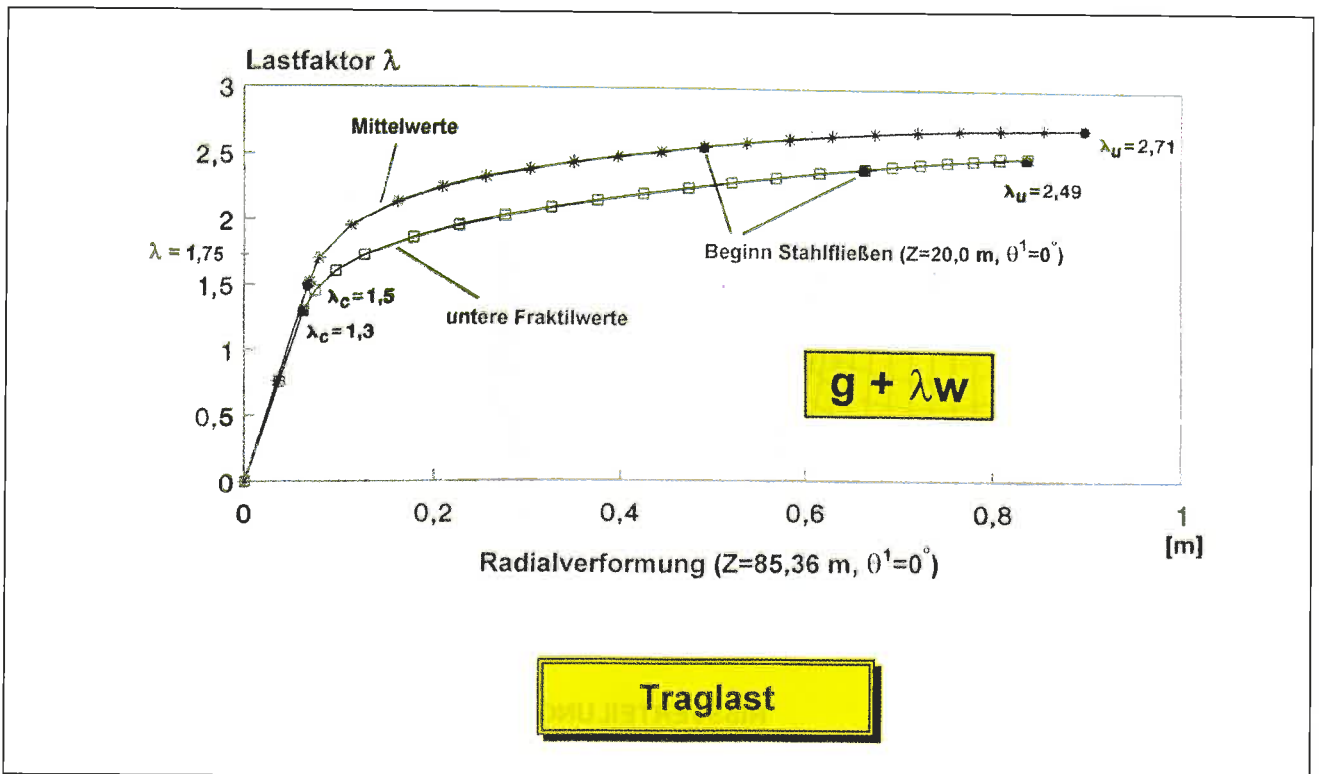


Abb. 33: Traglastanalyse mit unterschiedlichen Stoffparametern

Tragfähigkeit des Querschnitts (hier gegeben bei $g + 1,75 w$) hinaus eine bedeutende Tragreserve bis zur endgültigen Kollaplast aktivieren: diese doppelt gekrümmten Kühlturmschalen besitzen infolge der günstigen Tragwerkeigenschaften des Schalentragswerks, verknüpft mit den nichtlinearen, klugen Eigenschaften des Werkstoffs Stahlbeton, ein inhärentes, redundantes Sicherheitspotential, dessen Größe

sich insbesondere durch nichtlineare Berechnungen quantifizieren läßt.

Für die Unterstützung bei den numerischen Analysen dieses Beitrags sei meinen wissenschaftlichen Mitarbeitern, den Herren Dr.-Ing. Rüdiger Meiswinkel, Dr.-Ing. Anmin Ji, Dipl.-Ing. Ingo Lukas und Dipl.-Ing. Peter Weisenstein herzlich gedankt.

6 Literatur

- [1] J. Eibl / B. Schmidt-Hurlienne: Grundlagen für ein neues Sicherheitskonzept. Bautechnik 72 (1995), Heft 8
- [2] K. Kordina et al.: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2, Teil 1. DAfStb, Heft 425, 1992
- [3] U. Wittek, K. Grote, R. Meiswinkel: Baustatische Modellbildung zur Untersuchung von Stahlbetonflächentragwerken. Baustatik/Baupraxis Heft 4; TU Hannover 1990
- [4] DIN V ENV 1992, Teil 1-1; Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Juni 1992
- [5] G. Mehlhorn: Grundlagen zur physikalisch nichtlinearen FEM-Berechnung von Tragwerken aus Konstruktionsbeton. Bauingenieur 70 (1995), Heft 7/8
- [6] U. Wittek, K. Grote, R. Meiswinkel: Neue Bemessungsstrategie von Stahlbetonschalen; Finite Element-Anwendungen in der Baupraxis. Wilhelm Ernst + Sohn, 1991
- [7] K. Grote, R. Meiswinkel, U. Wittek: Numerische Realisation expliziter Stahlbetonstoffgesetze für Flächentragwerke. 20. DAfStb-Forschungskolloquium 1988
- [8] R. Meiswinkel, R. Neubauer: Berücksichtigung des Tension-Stiffening nach EC 2 bei numerischen Tragwerksanalysen. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10. 1995
- [9] K. Grote: Theorie und Anwendung geometrisch und physikalisch nichtlinearer Algorithmen auf Flächentragwerke aus Stahlbeton. Bericht Nr. 1992/1 Fachgebiet Baustatik der Universität Kaiserslautern
- [10] L. Stempniewski, J. Eibl: Finite Elemente im Stahlbetonbau. Betonkalender, Teil 1, 1993
- [11] IABSE Colloquium Delft 1987: Computational Mechanics of Concrete Structures
- [12] IABSE Collouqium Stuttgart 1991: Structural Concrete
- [13] Proc. of SCI-C-1990: Conference: Computer aided analysis and design of concrete structures. Piveridge Press 1990
- [14] H.-U. Litzner: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2. Betonkalender 1992, Teil II, S. 281 ff; Verlag Ernst+ Sohn, Berlin
- [15] U. Wittek, R. Meiswinkel: Handbücher zu den FE-Programmen ROSHE und ROSHE3. Universität Kaiserslautern, Lehrstuhl für Baustatik, 1994.

Holzpfahlgründungen tragen häufig auch nach 100 Jahren noch

Durch neue Untersuchungen haben das bisherige Wissen über hölzerne Gründungskonstruktionen erweitert

Seit Jahrhunderten wird Holz in unterschiedlichen Bauformen im Gründungsbereich und in Gründungskonstruktionen für Hoch-, Tief- und Verkehrsbauten angewandt. Der Bauingenieur wird vor allem bei Rekonstruktionsmaßnahmen beziehungsweise bei der Analyse von Bauschäden an älteren Bauwerken mit derartigen Gründungskonstruktionen aus Holz konfrontiert. Häufig stellt sich dabei die Frage nach dem Zustand, der Tragfähigkeit und der weiteren Gebrauchsdauer unter meist veränderten – in der Regel erhöhten – Belastungen. Nachstehend soll über eigene Untersuchungen an hölzernen Pfahlgründungen an einer Brücken- beziehungsweise an einer Schleusengründung berichtet werden. Dabei wird insbesondere auf die Zustandsbeurteilung der Pfahlroste und Ramm- beziehungsweise Spickpfähle eingegangen, auf deren Grundlage Aussagen zur Tragfähigkeit und zur Restnutzungsdauer abgeleitet wurden.

**Prof. Dr.-Ing. habil.
Eberhard Kothe**



hat an der Technischen Universität Dresden den konstruktiven Ingenieurbau studiert und war danach zunächst wissenschaftlicher Assistent am Lehrstuhl für Baustoffe und Festigkeitslehre (Prof. Hütter) und später am Dresdener Institut für Stahlbeton; seit 1992 ist er Dekan des Fachbereichs Bauwesen an der Hochschule für Technik, Wirtschaft

und Sozialwesen in Zittau/Görlitz; außerdem ist er öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Holzschutz im Hochbau

1 Das Verhalten von Holz im Grund- und Wasserbau

1.1 Resistenz

Aufgrund ihrer spezifischen Eigenschaften eignen sich folgende einheimischen Holzarten für die Anwendung im Grund- und Wasserbau:

■ Nadelhölzer:

Fichte (*Picea abies*)
Tanne (*Abies alba*)
Kiefer (*Pinus sylvestris*)
Lärche (*Larix decidua*)
Douglasie (*Pseudotsuga menziesii*)

■ Laubhölzer:

Edelkastanie (*Castanea sativa*)
Eiche (*Quercus robur*)
Ulme (*Ulmus glabra*)
Erle (*Alnus glutinosa*)
Robinie (*Robinia pseudoacacia*)

Die nachstehende **Tabelle 1** enthält die wichtigsten Kenngrößen und bevorzugten Anwendungsbereiche.

Eines der wichtigsten Kriterien für den Einsatz von Hölzern im Grund- und Wasserbau ist ihre Gebrauchsdauer, da das Holz bei diesem Anwendungsbereich den Elementen Luft, Wasser und Baugrund (Erdstoff) in besonders intensiver Weise ausgesetzt ist. Einen wichtigen Hinweis auf die Zeitdauer, in der das Kernholz ohne Konservierungsmaßnahmen bei Verwendung im Freien seinen Gebrauchswert beibehält, gibt die Einteilung in Resistenzklassen nach DIN 68364. Die Einteilung der Holzarten erfolgt nach dem Grad der Widerstandsfähigkeit des ungeschützten Kernholzes gegen Befall durch holzerstörende Pilze bei lang anhaltender hoher Holzfeuchte (> 20 %) oder bei Erdkontakt. Nach **Tabelle 1** besitzen Laubhölzer im allgemeinen eine höhere Resistenz im Kernholz als Nadelhölzer, Splintholzbereiche sind sowohl für LH als auch für NH den Resistenzklassen 4 und 5 zugeordnet. Bekannt ist ferner,

Holzart (Kurzzeichen)	Rohdichte g/cm ³	E-Modul** N/mm ²	Resistenzklasse* DIN 68364 prEN 350T.2	Verwendungsbereiche
Nadelhölzer Fichte/Tanne (FI/TA)	0,47	10 000	4	Alle aufgeführten Nadelhölzer eignen sich für Pfahlgründungen im Hafen und Kanalbau Anbindepfähle, Dalben, Schwimmfender sowie als Pfähle für den Landungsbau und die Ufersicherung. Stege, Brückenbeläge und Spundwände können aus Kiefern-, Lärchen- und Douglasienhölzern gefertigt werden. Tanne eignet sich besonders für Beplankungen. Fichten- und Tannenreisig dient zur Herstellung von Faschinen.
Kiefer (KI)	0,52	11 000	3-4	
Lärche (LA)	0,59	12 000	3-4	
Douglasie (DGA)	0,54	12 000	3-4	
Laubhölzer Edelkastanie (EKE)	0,57-0,63	9 000	2	
Eiche (EI)	0,67	13 000	2	Eiche kann in allen Bereichen des Wasserbaues eingesetzt werden.
Erle (ER)	0,55	7 700-11 760	5	Pfahlgründungen, Spundwände, Stülpwände, Faschinen aus Reisig
Robinie (ROB)	0,73	13 500	1-2	Spundwände, Stülpwände
Rüster (Ulme) (RU)	0,68	11 000	4	Buhnenpfähle, Spund- und Stülpwände
* Resistenzklassen: 1 = sehr resistent; 2 = resistent; 3 = mäßig resistent; 4 = wenig resistent; 5 = nicht resistent				
** Die Werte für Elastizitäts- und Schubmoduln sind abzumindern: um 1/6 bei vorübergehender Durchfeuchtung um 1/4 bei dauernder Durchfeuchtung				

Tabelle 1: Einheimische Holzarten, Kenngrößen bei u = 12%; Anwendungsbereiche nach [1]

daß die zu erwartende Gebrauchsdauer umso größer ist, je geringer der Anteil des Frühholzes ist. Ausgehend von den vorstehenden Überlegungen und amerikanischen Angaben (FPRL) kann nach [1] für den Einsatz von Holz unter Wasser (Binnenseen, Flüsse) beziehungsweise bei ständigem Erdkontakt unter mitteleuropäischen Verhältnissen die Gebrauchsdauer für Kernholz wie folgt abgeschätzt werden:

Gebrauchsdauer in Jahren (Richtwerte)

Fichte	<10
Tanne	<10
Kiefer	10 bis 15
Lärche	10 bis 15
Douglasie	10 bis 15
Eiche	10 bis 15

Die vorstehenden Angaben sind jedoch mit eigenem Vorbehalt zu versehen, da im Rahmen der eigenen Untersuchungen an zweihundert Jahre alten Pfählen durchaus noch tragfähige Holzsubstanz angetroffen wurde und durch Oexle und Goldscheider

hölzerne Gründungskonstruktionen aus dem 13. Jahrhundert beschrieben und analysiert wurden. Offensichtlich kann somit fachgerecht verbautes Holz in Gründungskonstruktionen auch über sehr lange Zeiträume seine Funktion erfüllen, ohne daß sich verallgemeinerungsfähige Lebensdauerzeiträume angeben lassen.

1.2 Biotische Schädigung des Holzes im Gründungsbereich bei Grundwasser

Gründungskonstruktionen aus Holz müssen hinsichtlich ihrer Gefährdung durch biologische Schaderreger (Pilze, Bakterien, Mikroorganismen, im Meerwasser auch Schiffsbohrmuscheln) in folgende Gefährdungszonen nach **Abb. 1** eingeteilt werden:

- Holzbereiche, die ständig über dem Grundwasserspiegel liegen,
- Holzzonen im sogenannten Tidenbereich (wechselnder Grundwasserspiegel),
- Holzbereiche, die ständig unter Wasser sind.

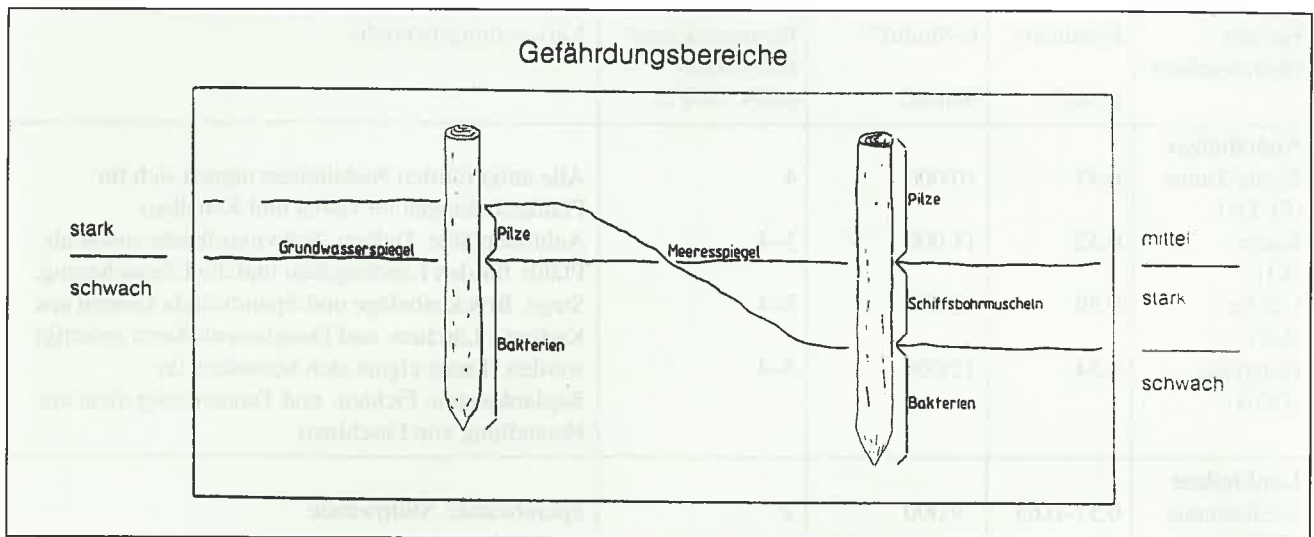


Bild 1: Gefährdungsbereiche für Holz im Gründungsbereich bzw. im Wasserbau [1]

Holz, welches ständig unter Wasser befindlich ist, unterliegt keinem Angriff durch Pilze oder Insekten, da diese aerob sind und infolgedessen für ihre Lebensaktivität Sauerstoff benötigen. In diesen Zonen existiert aber eine Beeinflussung des Holzes durch Mikroorganismen – in erster Linie durch Bakterien – in Verbindung mit den Bodenverhältnissen in unmittelbarer Umgebung des Holzbau-teiles.

Die größte Gefährdung für das Holz ist im sogenannten Tidenbereich gegeben, da hier ein häufiger Wechsel zwischen hoher Holzfeuchte und einer Austrocknungsphase mit Sauerstoffzutritt vorliegt. Diese Zone ist vor allem dem Angriff von Moderfäulepilzen (Fungi imperfecti) ausgesetzt. Im Bereich über dem Grundwasser-Spiegel ist das ungeschützte Holz grundsätzlich den gleichen Gefährdungen ausgesetzt wie im Hochbau verbautes Holz, das heißt, dem Angriff holzerstörender Pilze und Insekten. Hierzu sei nur auf den sogenannten Spritzwasserbereich beziehungsweise aufstehende Bauteile von Fachwerkhäusern verwiesen.

Wenngleich das ständig unter Wasser befindliche Holz von Gründungskonstruktionen durch die vorerwähnten tierischen und pflanzlichen Schaderreger nicht gefährdet ist, kann es über längere Zeiträume dennoch zu Abbauerscheinungen im Holzgefüge kommen. Diese werden neben den bereits erwähnten Mikroorganismen vor allem durch chemische Angriffe ausgelöst, die immer dann auftreten, wenn chemische Bestandteile im Nahbereich des Holzes in Lösung gehen und über die Zellholhräume in das Holzgefüge gelangen. Vor allem bei alkalischem Milieu kommt es dann zum Abbau der Mittellamelle des Zellgefüges und damit zur Auflösung des Zellverbandes.

2 Wichtigste Arten hölzerner Gründungskonstruktionen

2.1 Konstruktionsarten

Angesichts der Vielfalt von hölzernen Gründungskonstruktionen soll der Diskussion der eigenen Untersuchungen zumindest der Versuch einer Systematik vorangestellt werden. Eine zutreffende Analyse einer derartigen Gründung ist nur möglich, wenn die konstruktiven Gegebenheiten richtig erfaßt werden. In Anlehnung an Sperling [2] lassen sich historische hölzerne Gründungskonstruktionen nach ihrem Verwendungszweck wie folgt einteilen:

- Holzkonstruktionen zur Verbesserung der Baugrundverhältnisse im Gründungs- beziehungsweise im Grundwasserbereich:
 - Schwellbalken,
 - Spickpfähle, das heißt, Holzpfähle mit begrenzter Pfahllänge bis etwa 3 Meter,
 - Astgeflechte.
- Holzkonstruktionen zur Grundwasserhaltung beziehungsweise -absenkung:
 - Kastenfangedämme,
 - Senkkästen.
- Tiefgründungen, Konstruktionen zur Überwindung von Geländeneuunterschieden:
 - Schwellenroste,
 - Schwellstapel,
 - Spickpfähle,
 - Holzpfähle, zumeist als Ramppfähle oder Pfahlroste.

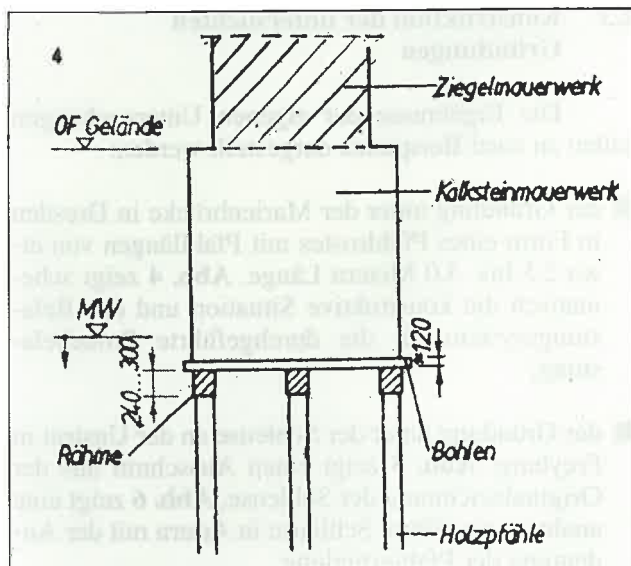


Abb. 2: Schematischer Aufbau einer hölzernen Gründungskonstruktion unter einem massiven Überbau

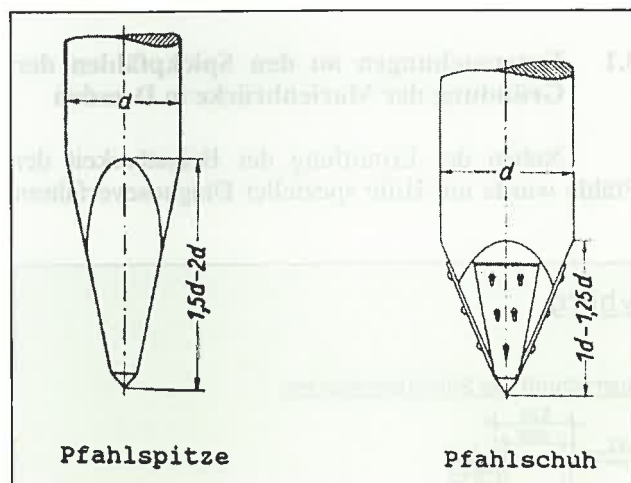


Bild 3: Ausführung der Pfahlspitzen [3]

Abb. 2 zeigt eine typische Ausführung eines Pfahlrostes unter einem massiven Überbau.

Die Pfahlspitzen bei Spick- oder Rammpfählen wurden zumeist am Zopfende des Stammes orientiert und – vor allem bei Rammpfählen – mit eisernen Pfahlschuhen versehen (Abb. 3).

Während Spickpfähle selten länger als drei Meter sind, können Rammpfähle Längen bis zu 25 Meter bei Pfahldurchmessern von 40 bis 50 Zentimeter aufweisen. Übliche Pfahllängen liegen jedoch bei vier bis zehn Metern und zwar bei Pfahldurchmessern zwischen 22 und 28 Zentimetern. Die Pfahldurchmesser wurden zum Ende des 19. und zu Beginn des 20. Jahrhunderts in der Regel nach Faustformeln ermittelt, zum Beispiel so:

$$d = 12 + 3 \cdot L \quad (1.1)$$

d ... Pfahldurchmesser in cm

L ... Pfahllänge in m

oder so:

$$d = 0,15 + 0,02 \cdot L \quad (1.2)$$

d ... Pfahldurchmesser in m

L ... Pfahllänge in m

2.2 Tragfähigkeitsabschätzung

Ältere Gründungskonstruktionen aus Holz wurden hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit ebenfalls nach Faustformeln bemessen, da man seinerzeit noch nicht über experimentelle Methoden zur Ermittlung der Tragfähigkeit – zum Beispiel für Rammpfähle – verfügte. Nachstehend sollen als Beispiele einige dieser Faustformeln vorgestellt werden:

■ Rammpfähle

- Tragfähigkeit bei ausschließlicher Berücksichtigung des Pfahlquerschnitts (Spitzendruck):

$$\text{zul. } F = \sigma_s \cdot A \quad (2)$$

F ... Pfahlbelastung in kN

σ_s ... zul. Bodenpressung in kN/m²

A ... Querschnittsfläche in m²

Für die zulässige Bodenpressung wurden Werte zwischen 8 N/cm² (Moorboden) und 70 N/cm² (Sand-, Lehm- und Tonboden) in Ansatz gebracht.

- Tragfähigkeit bei ausschließlichem Ansatz der Mantelreibung (Pfahlspitze erreicht keine tragfähigen Bodenschichten):

$$\text{zul. } F = R \cdot \pi \cdot d \cdot L \quad (3)$$

F ... Pfahlbelastung in kN

R ... Reibungsbeiwert in kN/m²

d ... Pfahldurchmesser in m

L ... Pfahllänge in m

Für den Reibungsbeiwert R wurde in weichem Boden ein Wert von 10 kN/m² in Rechnung gestellt.

- Pfahltragfähigkeit bei Berücksichtigung von Spitzendruck und Mantelreibung:

Die Tragfähigkeit ergibt sich aus der Superposition der beiden Anteile:

$$\text{zul. } F = \sigma_s \cdot A + R_0 \cdot \pi \cdot d \cdot L \quad (4)$$

wobei für R_0 bei Holzpfählen folgende Werte angesetzt werden:

Bodenart	Moor	weicher Lehm	Schwemmsand	Sand fester Ton
R_0 [kN/m ²]	0 ... 2	≤ 10	≤ 20	≤ 30

σ_s in kN/m², A in m², d , L in m

■ Grundpfähle

zul. $F = 10 \times d$

(5)

F ... Tragfähigkeit in kN

d ... mittlerer Pfahldurchmesser in cm

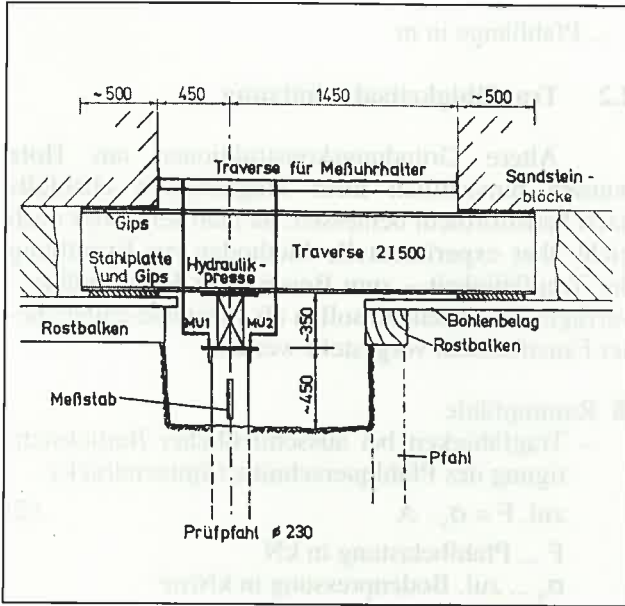


Abb. 4: Systemskizze der Probelastung und der konstruktiven Situation

2.3 Konstruktion der untersuchten Gründungen

Die Ergebnisse der eigenen Untersuchungen sollen an zwei Beispielen dargestellt werden:

■ der Gründung unter der Marienbrücke in Dresden in Form eines Pfahlrostes mit Pfahllängen von etwa 2,5 bis 3,0 Metern Länge. **Abb. 4** zeigt schematisch die konstruktive Situation und das Belastungssystem für die durchgeführte Probelastung;

■ der Gründung unter der Schleuse an der Unstrut in Freyburg. **Abb. 5** zeigt einen Ausschnitt aus der Originalzeichnung der Schleuse, **Abb. 6** zeigt eine analog ausgeführte Schleuse in Artern mit der Andeutung der Pfahlgründung.

3 Untersuchungsergebnisse

3.1 Untersuchungen an den Spickpfählen der Gründung der Marienbrücke in Dresden

Neben der Ermittlung der Belastbarkeit der Pfähle wurde mit Hilfe spezieller Diagnoseverfahren

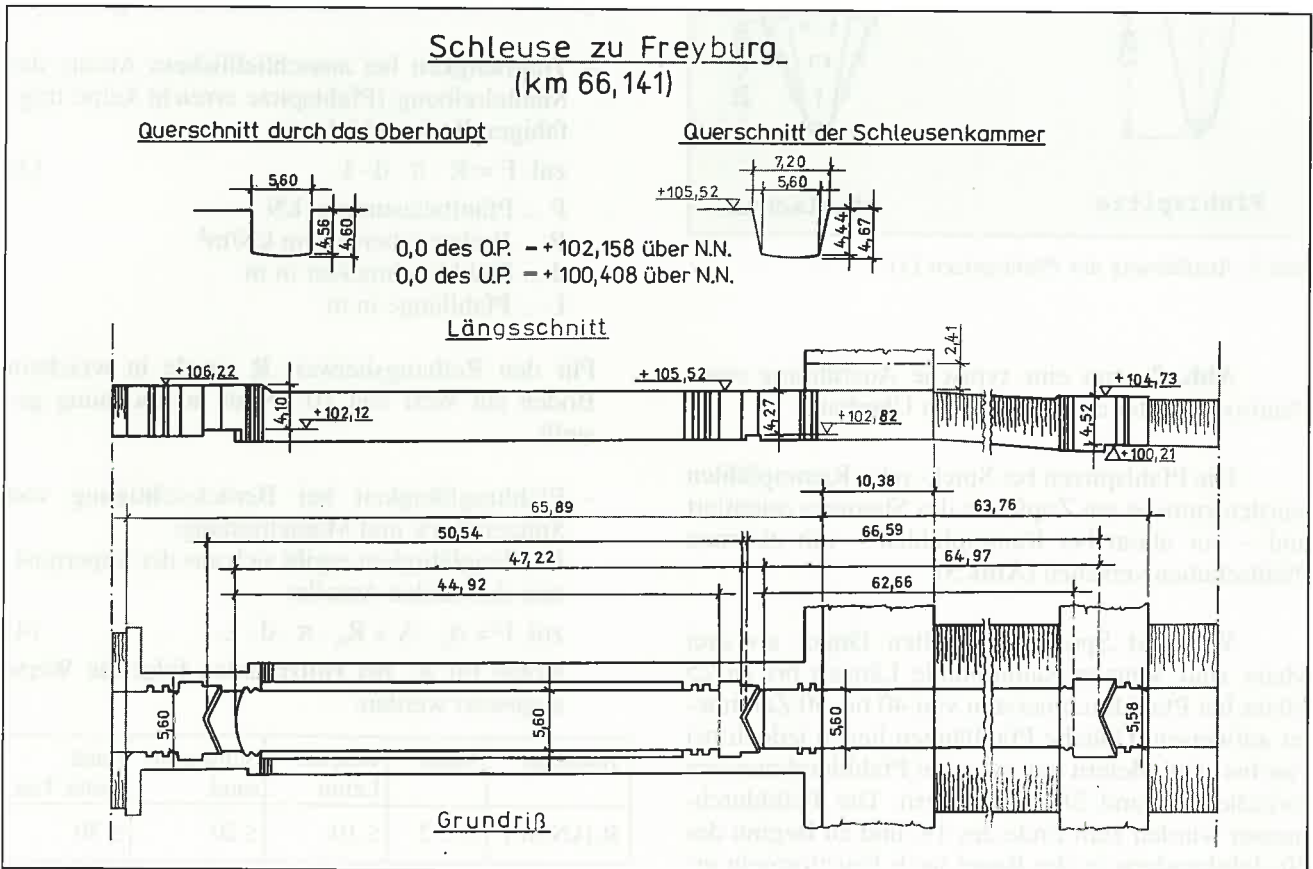


Abb. 5: Originalzeichnung der Schleuse in Freyburg/Unstrut

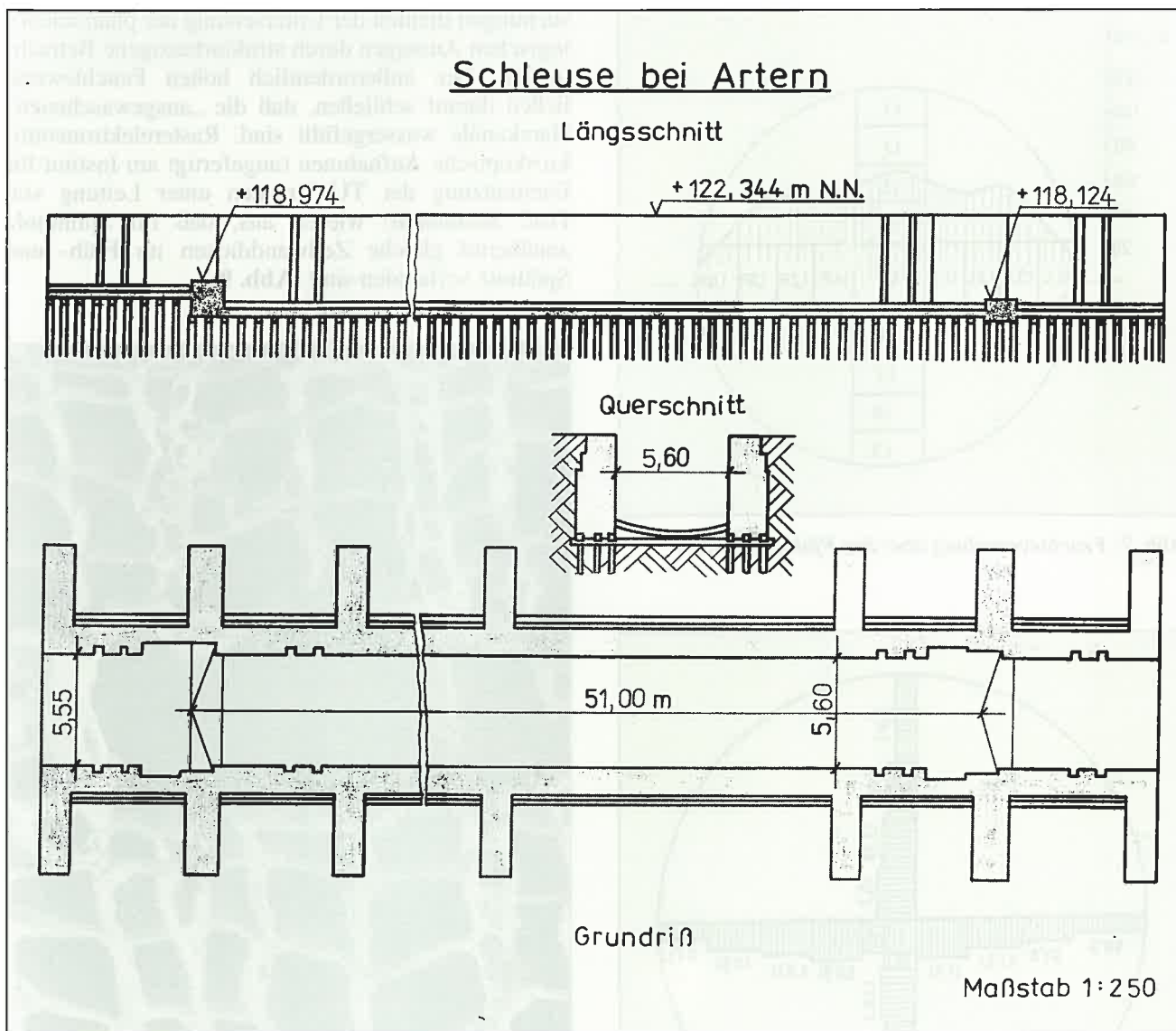


Abb. 6: Schleuse in Artern mit analoger Gründung wie bei der Schleuse in Freyburg

und holzanatomischer Untersuchungen eine Prüfung des strukturellen Zustandes des Holzes nach einer circa 140jährigen Standzeit vorgenommen.

Unmittelbar nach dem Freilegen der Pfahlköpfe wurden etwa 4 Zentimeter dicke Scheiben abgesägt und anschließend im Labor der Holzfeuchtesatz (Wassergehalt) bestimmt. Dabei bestätigte sich die visuelle Feststellung am Einbauort, wonach insbesondere in den außenliegenden Partien (Rinde, Splintholz), aber auch im Kernbereich durchweg eine Holzfeuchte über 100 Prozent gemessen worden sind. Hieraus resultieren gravierende Auswirkungen auf die mechanischen Eigenschaften, insbesondere die Festigkeit. Nach [5] gilt folgende Beziehung

$$\sigma_{dII} = \frac{100}{4,5 + \left(\frac{W}{100}\right)^2} \quad (6)$$

W ... Wassergehalt in [%]

Die Festigkeitsverteilung über den Querschnitt wurde in zwei zueinander senkrechten Durchmessern an kleinformatigen Prismen (20 × 20 × 30 mm), aus zwei Pfahlscheiben entnommen, geprüft. Durch Austrocknung war der Holzfeuchtesatz bereits deutlich gesunken: im Splinbereich auf 15 bis 17 Prozent, im Kernbereich auf 25 bis 65 Prozent.

Abb. 7 zeigt eine charakteristische Verteilung von σ_{dII} über den Querschnitt. Generell lieferte die äußere Splintholzzone Werte zwischen 7,0 und 20,2 N/mm², der innere Splintholzbereich im Mittel 13,6 N/mm² und die Kernzone deutlich höhere um 18,3 N/mm². Damit liegen die absoluten Druckfestigkeiten dieses „Restquerschnittes“ erheblich unter denjenigen von rezentem Kiefernholz (50 bis 55 N/mm²). Die direkte Belastungsprüfung zweier etwa ein Meter langer Pfahlabschnitte erfolgte bei einem Feuchtesatz, der etwa dem Einbauzustand entsprach.

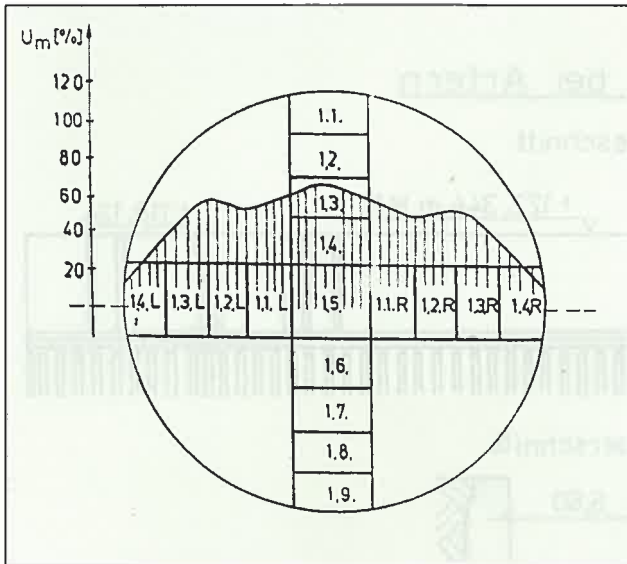


Abb. 7: Feuchteverteilung über den Pfahlquerschnitt

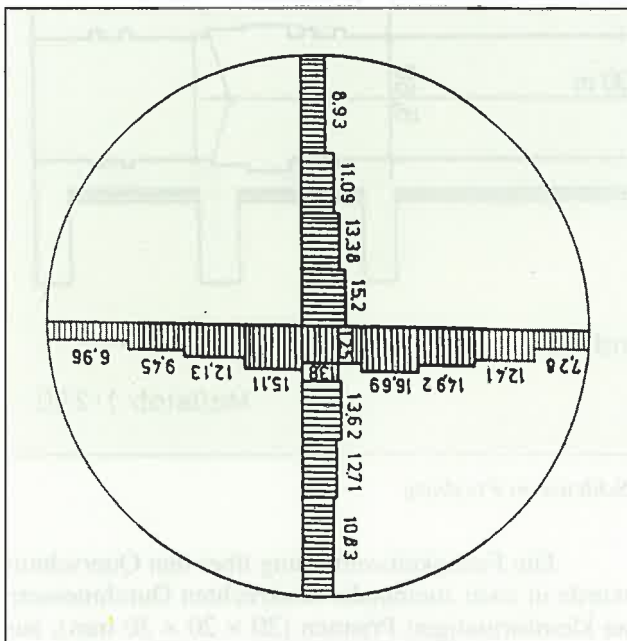


Abb. 8: Druckfestigkeitsverteilung über den Pfahlquerschnitt

Bezieht man die gemessenen Bruchlasten auf den Pfahlquerschnitt, erhält man Bruchspannungen von 8,52 N/mm² (Pfahl 1) beziehungsweise 8,42 N/mm² (Pfahl 2), was nahezu exakt der zulässigen Druckspannung für Nadelholz der Güteklasse 2 nach DIN 1052 (zul. $\sigma_{d,II} = 8,5$ N/mm²) entspricht. Es wäre demnach keine Sicherheitsreserve vorhanden. Für Pfahl 1 wurde ein E-Modul von 18,3 N/mm², für Pfahl 2 von 5,3 N/mm² berechnet. Die Differenz wird – wie im Zusammenhang mit der Pfahlprobelastung bereits diskutiert – auf die „Vorbeanspruchung“ von Pfahl 2 zurückgeführt. Holzanatomische Unter-

suchungen dienten der Untersetzung der phänomenologischen Aussagen durch strukturbezogene Betrachtungen. Die außerordentlich hohen Feuchtwerte ließen darauf schließen, daß die „ausgewaschenen“ Harzkanäle wassergefüllt sind. Rasterelektronenmikroskopische Aufnahmen (angefertigt am Institut für Forstnutzung der TU Dresden unter Leitung von Prof. Bemmann) wiesen aus, daß im Splintholz annähernd gleiche Zellwanddicken im Früh- und Spätholz vorhanden sind (Abb. 9).

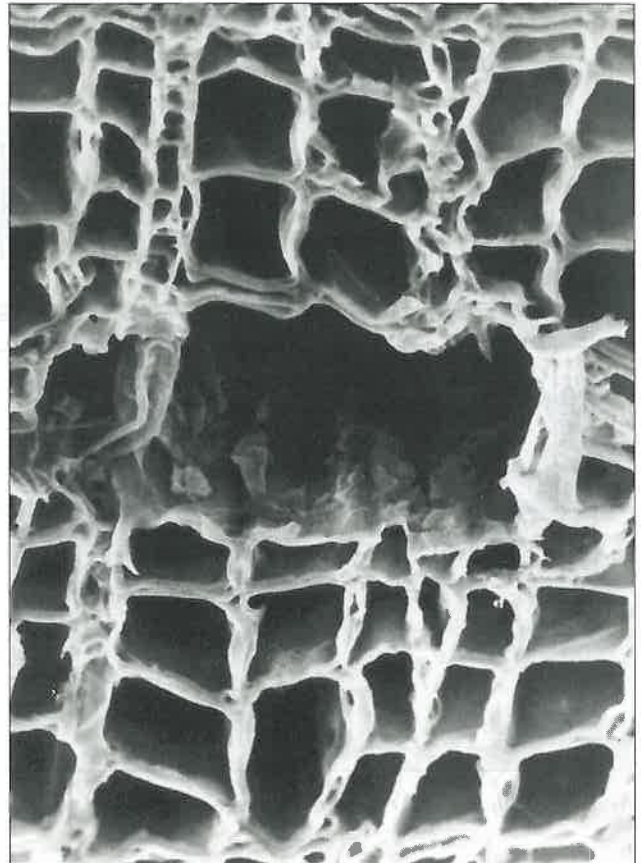


Abb. 9: Rasterelektronenmikroskopische Aufnahme (REM) im Splintholzbereich

Offensichtlich sind Teile der Sekundärwand mit einem hohen Anteil an Zellulose und Hemizellulose abgebaut worden, so daß nur noch die Mittellamelle, die Primärwand und Teile der Sekundärwand vorhanden sind. Da die Zellulose der Festigkeitsträger ist, wird der Festigkeitsabfall erklärbar. Andererseits führt dieser Zellwandabbau zur Vergrößerung des Zellhohlraumes und damit zur Erhöhung des Wasservolumens.

Als Ursache für den Zellwandabbau wird ein bakteriologischer Angriff vermutet. Anhaltspunkte dafür lieferten eine schwärzliche Verfärbung und der faulige Geruch (Anwesenheit von Schwefelwasserstoff) in der Pfahlumgebung.

3.2 Pfahlgründung der Schleuse Freyburg an der Unstrut

Die aus dem Bohlenbelag beziehungsweise aus dem freiliegenden Balken des Pfahlrostes mittels Zuwachsbohrer entnommenen Bohrkern wiesen zwar eine sehr hohe Holzfeuchtigkeit (> 180 Prozent) auf, das Holzgefüge war aber auch nach Trocknung auf Raum-Ausgleichsfeuchte beziehungsweise zum darrtrockenen Zustand (gravimetrische Feuchtebestimmung) fest und stabil, ein 55 mm langer Bohrkern zerfiel auch nach dem Trocknen nicht in kleinere Partikel, wie dies bei geschädigtem Holz (Pilzbefall, Moder- oder Destruktionsfäule) üblicherweise der Fall ist. Hingegen wiesen die Bohrkern aus dem oberen Bereich des zugänglichen Pfahles in der Randzone deutliche Abbauerscheinungen auf. Dies ist auf das Vorhandensein von Splintholzbereichen zurückzuführen und die Tatsache, daß in diesem Bereich eine deutlich höhere Holzfeuchte vorliegt als im Kernholzbereich. Zudem wird durch die erhöhte kapillare Wasseraufnahme in Faserlängsrichtung im Pfahlkopfbereich und einen zeitweiligen Luftzutritt (Tidenbereich) die Entwicklung von Moder- und Naßfäuleerregern begünstigt. Eine sichtbare Braunfärbung, die aber nur in den äußersten Randpartien mit einem Zerfall einhergeht, wurde festgestellt.

- Eindringtiefenbestimmung mittels Penetrationsmethode

Während an dem Bohlenbelag und an den Balken des Pfahlrostes Eindringtiefen im wassergesättigten Zustand von 12 bis 16 mm mit dem Meßgerät „Pilodyn“ gemessen wurden, betrug die Eindringtiefe im Pfahlkopfbereich bei drei Schlägen im Mittel 18 mm. Diese Werte spiegeln die „Aufweichung“ des Holzes im wassergesättigten Zustand im randnahen Bereich (Splintholz) wider.

- Bohrwiderstandsmessung mittels DENSITOMAT 400

In **Abb. 10** sind die Meßschriebe der Bohrwiderstandsmessung für einen Rostbalken und einen Pfahl dargestellt. Für den untersuchten Pfahl ist deutlich eine einseitige, geschwächte Randzone von etwa 1,8 cm Tiefe erkennbar (Maßstab 1 : 1); nach dem Meßschrieb zu urteilen wäre mit einer Pfahldicke von 20 cm zu rechnen. Im restlichen Bereich liegt ein relativ gleichmäßiges Dichtegefüge vor, die Jahrringbreiten von drei Millimeter stehen im Einklang mit den Messungen an den Bohrkernen. Aufgrund dieser Messung wäre – eine zweiseitige Schwächung unterstellt – ein tragfähiger Restquerschnitt von rund 82

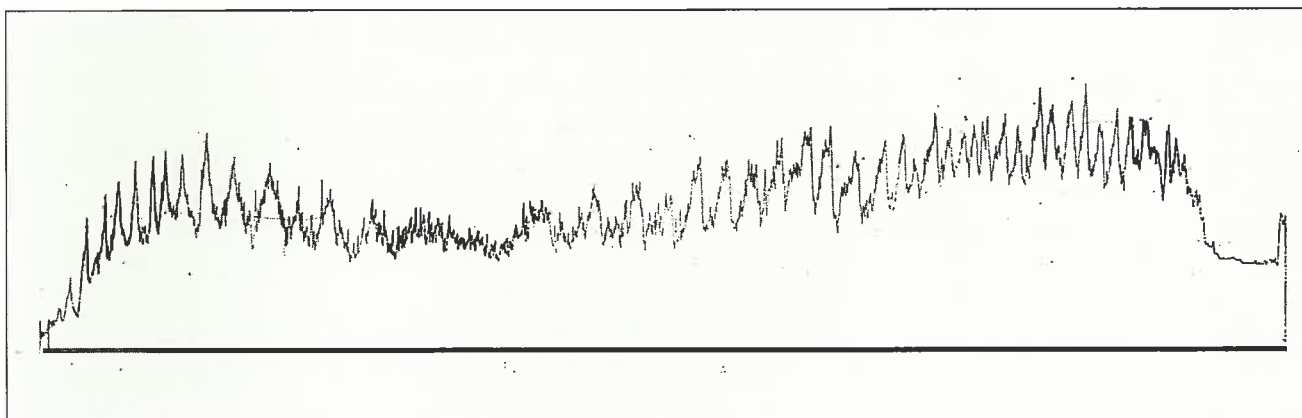


Bild 10/1: Meßschrieb der Bohrwiderstandsmessung für einen Rostbalken der Schleuse Freyburg

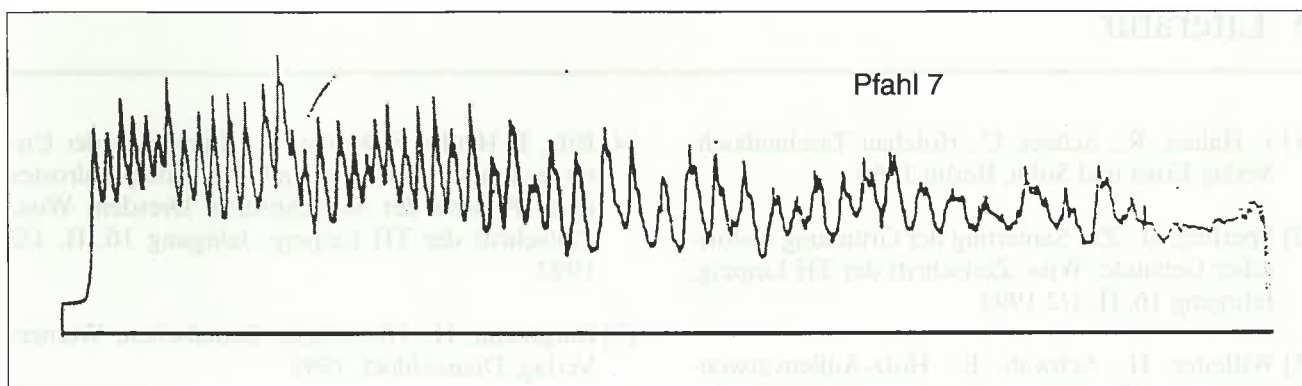


Bild 10/2: Meßschrieb der Bohrwiderstandsmessung für einen Pfahl der Schleuse Freyburg

Prozent des Ausgangsquerschnittes vorhanden, im ungünstigsten Fall der dreiseitigen Schwächung immerhin noch 75 Prozent des ursprünglichen Querschnitts von 400 Quadratzentimetern. Ursache für die nicht gänzlich umlaufende Schwächung dürfte die Tatsache sein, daß an einer Pfahlkante Kernholzbe- reich beziehungsweise die Markröhre liegt, wie dies beim Ausformen mehrerer Balken aus einem Baum- querschnitt der Fall ist.

Im Gegensatz dazu wies der Rostbalken keine so deutlich ausgeprägte Randzone mit deutlichem Dichte- und somit Festigkeitsabfall auf, wenngleich recht deutlich zwischen einem größeren Splintholz- bereich (großer Jahrringabstand etwa vier bis fünf Millimeter) und einem etwa zwölf Zentimeter dicken Kernholzbereich (enge Jahrringe, etwa drei Millime- ter Abstand) bei einer Gesamtbalkendicke von 25 Zentimetern unterschieden werden kann.

Angesichts der vorstehend dargelegten Ergeb- nisse kann festgestellt werden, daß sowohl Rostbal- ken als auch Pfähle der Schleuse Freyburg noch einen tragfähigen Restquerschnitt aufwiesen, der unter Ein- rechnung eines Sicherheitszuschlages auf 75 Prozent der Ausgangsquerschnitte veranschlagt wurde. Die Reduzierung ergibt sich aus dem Abzug der wasser- gesättigten und zum Teil abgebauten Splintholzberei- che. Aus der Sicht des Holzschutzes ist ein Ausbau

und Ersatz der Pfahlgründung angesichts des guten Zustandes von Bohlen, Rostbalken und Pfählen im erwähnten Restquerschnittsbereich nicht erforderlich. Die statischen Nachrechnungen bestätigten diese Aussage.

4 Zusammenfassung

Die an zwei Beispiele beschriebenen Untersu- chungen zum Zustand des Holzes an alten Pfahlgrün- dungen haben gezeigt, daß auch nach sehr langer Nutzungsdauer von weit mehr als einhundert Jahren trotz nachweisbarer Abbauvorgänge in den äußeren Partien der Pfahlquerschnitte in Abhängigkeit vom Kernholz/Splintholzanteil noch tragfähige Restquer- schnitte nachgewiesen werden konnten. Damit kön- nen zunächst nur die im Schrifttum vorliegenden An- gaben zur Lebensdauer hölzerner Gründungskon- struktionen relativiert werden, über die Weiterver- wendung muß in jedem Einzelfall anhand des stati- schen Nachweises der gesamten Gründungskonstru- tion entschieden werden. In den beschriebenen Bei- spielen konnte im Ergebnis der Nachrechnung die Funktionsfähigkeit der bestehenden Bauwerke ohne Ersatz- beziehungsweise Verstärkungsmaßnahmen durch die vorhandene Gründungskonstruktion sicher- gestellt werden.

5 Literatur

- [1] v. Halasz, R., Scheer, C.: Holzbau Taschenbuch; Verlag Ernst und Sohn, Berlin 1986
- [2] Sperling, G.: Zur Sanierung der Gründung histori- scher Gebäude; Wiss. Zeitschrift der TH Leipzig, Jahrgang 16, H. 1/2 1992
- [3] Willeiter, H., Schwab, E.: Holz-Außenverwen- dung im Hochbau; Verlagsanstalt Alexander Koch, Stuttgart, 1981
- [4] Bilz, P. Haufe, F., Kothe, E.: Ergebnisse der Un- tersuchungen zum Zustand des Holzpfahlrostes eines Pfeilers der Marienbrücke Dresden; Wiss. Zeitschrift der TH Leipzig, Jahrgang 16, H. 1/2 1992
- [3] Bargmann, H.: Historische Bautabellen; Werner- Verlag, Düasseldorf, 1993

Das Brandverhalten von Stahlverbundstützen

Erhöhte Anforderungen an den Brandschutz lassen sich auch mit sichtbarem Stahl erfüllen

Moderne Stahlverbundstützen vereinen die Vorteile der Stahlbetonbauweise mit denjenigen des Stahlbaus. Hochbelastbare, schlanke, dauerhafte und feuerwiderstandsfähige Konstruktionen sind möglich. Erhöhte Brandschutzanforderungen lassen sich ohne zusätzliche Bekleidungen oder Beschichtungen erfüllen. Die vielfältigen Gestaltungsmöglichkeiten der Querschnittsform, die im nachfolgenden Beitrag beschrieben und erläutert werden, erlauben die Verwendung von sichtbarem Stahl auch für feuerwiderstandsfähige Konstruktionen.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Klingsch



1965 Studium des Bauingenieurwesens an der TU Braunschweig. Vertiefung Konstruktiver Ingenieurbau und Baustoffkunde. 1970 Dipl.-Ing. Tätigkeiten als wissenschaftlicher Mitarbeiter/Assistent am Lehrstuhl für Massivbau, Institut für Baustoffe – Massivbau – Brandschutz, Amtliche Materialprüfanstalt, Sonderforschungsbereich an der TU Braunschweig, Lehrbeauftragter

an der Universität Essen. 1975 Dr.-Ing. 1981 Universitätsprofessor für Baustofftechnologie und Brandschutz an der Bergischen Universität Wuppertal. 1983 Leiter der Baustoffprüfstelle und geschäftsführender Direktor des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau. Lehrstuhlvertretungen für Stahlbau sowie für Baukonstruktionslehre und Bauphysik. Gastprofessuren in Helsinki und Lissabon. 1971–1980 freier Mitarbeiter in verschiedenen Ingenieurbüros, seit 1975 freiberufliche Ingenieurleistungen, seit 1981 Tätigkeiten als Gutachter und Beratender Ingenieur im eigenen Büro. Ö.b.u.v. Sachverständiger für Baustoffe und Brandschutz. Staatlich anerkannter Sachverständiger für die Prüfung des Brandschutzes (NRW). Obergutachter für Brandschutz (Hessen).

1 Das Prinzip der Stahlverbundbauweise

Abb. 1 zeigt die drei Querschnitts-Grundtypen nach DIN 18806,1 (03.1984). Stahlverbundstützen erfordern eine spezielle brandschutztechnische Bemessung. Für die Ingenieurpraxis stehen vielfältige Bemessungshilfen bis hin zu PC-Rechenprogrammen zur Verfügung. Die Stahlverbundbauweise stellt eine Kombination des Stahlbetons mit dem Massivbau dar. Die Komponenten sind somit

- Profilstahl,
- Beton,
- Bewehrung.

Mittels geeigneter Verbundmittel wird die Tragfähigkeit der beiden Hauptkomponenten Stahlbeton und Profilstahl gemeinsam aktiviert. Bei eingeschossigen Stützen ist dies in der Regel allein die

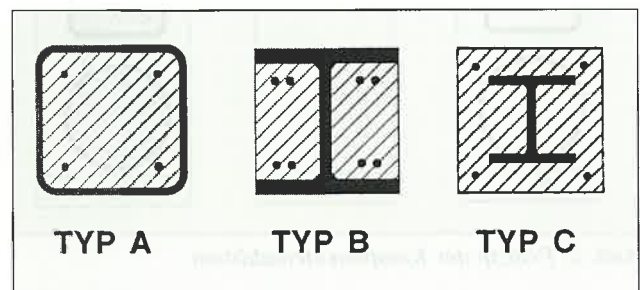


Abb. 1: Querschnitts-Grundtypen von Stahlverbundstützen nach DIN 18806,1

Endverdübelung durch die Kopf- und Fußplatten, bei Durchlaufstützen werden im Bereich der Lasteinleitungen Zusatzmaßnahmen erforderlich (Trägeranschlüsse). Die Tragfähigkeit eines Stahlverbund-Querschnitts ergibt sich damit aus der Addition der Tragfähigkeitsanteile der Einzelkomponenten. Dieses Additionsprinzip gilt auch für die Steifigkeit eines Verbundquerschnitts. Die Regelbemessung (kalt) erfolgt für Stahlverbundstützen nach DIN 18806 Teil 1.

Abb. 2 veranschaulicht das Prinzip der Komponentenaddition der Stahlverbund-Bauweise.

2 Grundlagen des Brandverhaltens von Stahlverbundstützen

Abb. 2 verdeutlicht, daß Stahlverbundstützen trotz sehr unterschiedlicher Anordnung der Einzelkomponenten innerhalb des Querschnitts für die Regelbemessung kalt einheitlich behandelt werden können, da das Komponenten-Additionsprinzip gilt. Bei Brandeinwirkung gilt das Additionsprinzip grundsätzlich weiterhin. Es ist jedoch zusätzlich zu beachten, daß sich in Abhängigkeit von der Anordnung der Komponenten innerhalb des Verbundquerschnitts diese sich unterschiedlich erwärmen und damit die homogenen Materialeigenschaften der jeweiligen Komponenten verloren gehen.

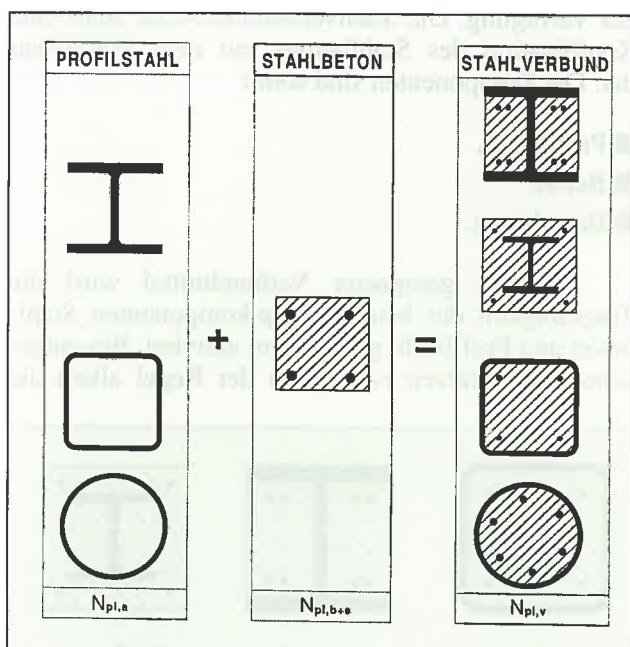


Abb. 2: Prinzip der Komponentenaddition

Die Festigkeit von Baustoffen nimmt mit zunehmender Erwärmung ab. Die **Abb. 3** und **4** verdeutlichen dies mit den σ - ϵ - T -Linien für Beton und Stahl. Bei den im Brandfall auftretenden hohen Temperaturen (vergl. **Abb. 7**) muß mit signifikanten Festigkeitsverlusten gerechnet werden. Die Querschnittserwärmung erfolgt zeitverzögert gegenüber dem Brandverlauf, wobei sich die einzelnen Komponenten unterschiedlich schnell erwärmen, in Abhängigkeit von ihrer Lage im Querschnitt und der Wärmeleitfähigkeit des Materials.

Stahl ist ein guter Wärmeleiter. Profilstahl hat eine relativ geringe Massigkeit. Die Stahlkomponente innerhalb eines Verbundquerschnitts erwärmt sich damit näherungsweise homogen, sofern die Profilober-

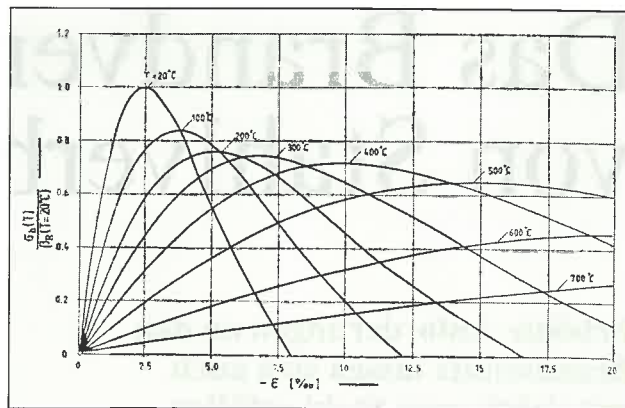


Abb. 3: Rechenwerte der σ - ϵ - T -Charakteristik für Normalbeton

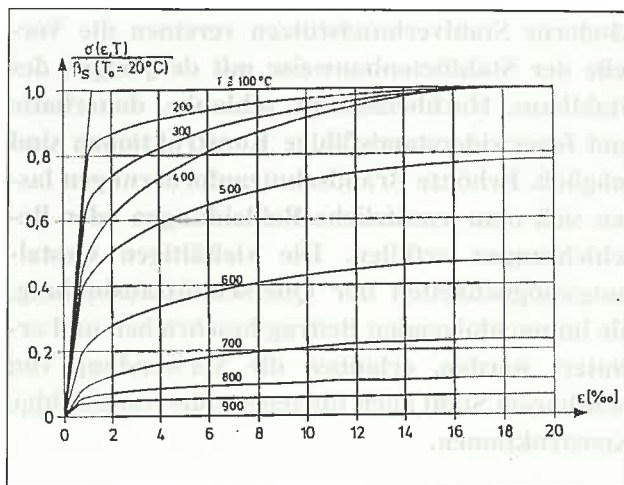


Abb. 4: Rechenwerte der σ - ϵ - T -Charakteristik für Stahl

fläche einen gleichförmigen Wärmeeintrag erfährt (zum Beispiel Typ A nach **Abb. 1**).

Beton hat eine geringe Wärmeleitfähigkeit. Die Betonkomponente eines Verbundquerschnitts zeichnet sich durch eine hohe Massigkeit aus. Der Betonquerschnitt zeigt somit ein ausgeprägtes Temperaturfeld mit hohen Temperaturen am Rand und geringeren Temperaturen im Kernbereich. Die Festlegung einer maßgebenden Temperatur zur Ermittlung der zugehörigen Festigkeit ist daher für den Beton nicht möglich. Der Betonquerschnitt muß in diskrete Teilbereiche unterteilt werden, denen näherungsweise eine konstante Elementtemperatur zugeordnet werden kann (Teilfestigkeit β_i des Betons b im Teilbereich i $\beta_{b,i} = \beta_b(T_i)$).

Entsprechendes ist auch für die Teilkomponente Profilstahl dann erforderlich, wenn unterschiedliche thermische Beaufschlagungen des Stahlprofils vorliegen (zum Beispiel Typ B nach **Abb. 1**).

Wie **Abb. 1** zeigt, kann die Profilstahl-Komponente vollständig am äußeren Rand liegen (Typ A:

Hohlprofil-Verbundstützen mit Betonfüllung), gänzlich von Beton ummantelt sein (Typ C: vollständig einbetonierte Walzprofil-Verbundstützen) oder auch beide Grundfälle kombinieren (Typ: B: Walzprofil-Verbundstützen mit ausbetonierter Kammer). Da bei Stahlverbundstützen die Profilstahlkomponente die Gesamttragfähigkeit des Querschnitts maßgebend beeinflusst, wird ersichtlich, daß in Abhängigkeit von der Anordnung dieser Profilstahlkomponente innerhalb des Verbundquerschnitts das Brandverhalten des Bauteils vorrangig beeinflusst wird. Eine vollständig ungeschützte Profilstahl-Komponente erwärmt sich wesentlich rascher als ein ganz oder teilweise durch Betonüberdeckung geschützter Stahl. Hieraus folgt, daß die unterschiedlichen Stahlverbundquerschnitte nach **Abb. 1** bei der Regelbemessung nach DIN 18806,1 (kalt) sämtliche die gleiche Querschnitts-Tragfähigkeit zeigen können, infolge der unterschiedlichen Komponenten-Erwärmung im Brandfall jedoch sehr unterschiedliche Tragfähigkeitsverluste erleiden und damit deutlich unterschiedlichen Feuerwiderstandswerten (F-Klassen) zugeordnet werden müssen.

Da die Temperaturentwicklung eines Brandes ein zeitabhängiger Vorgang ist ($T(t)$), ergibt sich für die Erwärmung und die daran gekoppelte Entfestigung der Einzelkomponenten gleichfalls eine zeitliche Abhängigkeit der Einzelkomponenten-Tragfähigkeit $r_i(t)$ und damit für die Bauteil-Gesamttragfähigkeit $R(t)$:

$$T_i = T(x, y, z, t)$$

$$R(t) = \sum r_i(T_i)$$

Abb. 5 verdeutlicht dieses Prinzip der unterschiedlichen Komponenten-Entfestigung im Brandfall. Dieses Bild kann als qualitatives Bemessungsdiagramm für die richtige brandschutztechnische Bemessung von Stahlverbund-Bauteilen angesehen werden:

Bei einer Hohlprofil-Verbundstütze (Typ A nach **Abb. 1**) ist für die Regelbemessung (kalt) das Hohlprofil der die Tragfähigkeit dominierende Parameter. Im Brandfall zeigt diese Komponente jedoch die stärksten Tragfähigkeitsverluste entsprechend Kurve a in **Abb. 5**. Der Vorteil der nach Regelbemessung anzustrebenden Maximierung der Gesamttragfähigkeit über das Hohlprofil schlägt bei der brandschutztechnischen Bemessung in das Gegenteil um. Der hohe Traglastanteil des Hohlprofils verringert sich bereits nach relativ kurzer Brandeinwirkungsdauer erheblich. Die dem Hohlprofil zugeordnete Last kann von diesem nicht mehr getragen werden und lagert sich auf den noch kälteren und damit tragfähigeren Stahlbetonkern um. Dessen Ausnutzungsgrad steigt dadurch stark an, während dessen Trag-

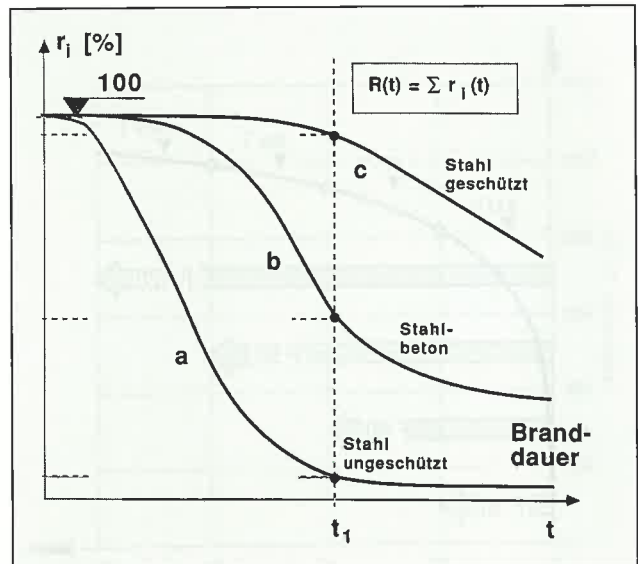


Abb. 5: Prinzip der Komponentenentfestigung bei Brandeinwirkung

fähigkeitsreserven mit zunehmender Erwärmung des Stahlbetonanteils abgebaut werden und der Gesamtquerschnitt somit verfrüht versagt. Das Optimierungsziel für eine hohe Feuerwiderstandsdauer bei diesem Stützentyp ist daher, den Stahlbetonkern in eine ausreichende Tragfähigkeit in Relation zur Gesamt-Tragfähigkeit zu bringen. Hierzu gehört auch eine Mindest-Massigkeit des Querschnitts, um eine zu rasche Querschnitts-Durchwärmung zu vermeiden. **Abb. 6** zeigt, daß die 60 Minuten-Kerntemperatur eines $R = 100$ mm Querschnitts bei einem $R = 150$ mm Querschnitt erst nach weit über 90 Minuten erreicht wird.

Gänzlich anders ergibt sich die Situation für den Verbundstützentyp eines vollständig einbetonier-

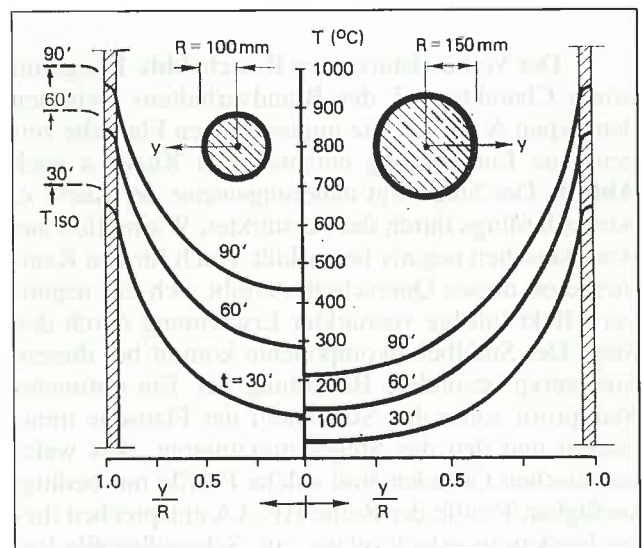


Abb. 6: Vergleich der Erwärmungscharakteristiken zweier unterschiedlich massiger Querschnitte

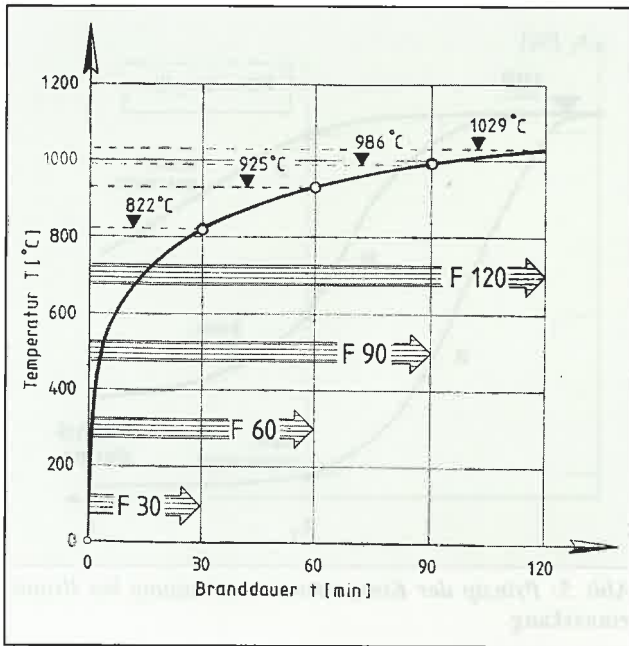


Abb. 7: F-Klassen Zuordnung und Normbrand ETK nach DIN 4102, 2

ten Walzprofils (Typ C nach Abb. 1). Hier ist die Walzstahlkomponente in ihrem Erwärmungsverhalten und damit der zeitliche Verlauf der Entfestigung der Kurve c nach Abb. 5 zuzuordnen, während die Stahlbetonkomponente im Mittelwert durch die Kurve b charakterisiert wird. Bei diesem Stütztyp ist somit das Optimierungsziel für eine hohe Feuerwiderstandsdauer das Walzprofil. Eine gezielte Steigerung der Tragfähigkeit kalt über hohe Betongüten führt nicht zu optimalen Querschnitten. Verstärkt wird dieser negative Effekt bei einer beabsichtigten Tragfähigkeitssteigerung durch erhöhte Bewehrungsgehalte, da die im Oberflächenbereich liegenden Bewehrungsstäbe eine Entfestigungscharakteristik nahe der Kurve a nach Abb. 5 zeigen.

Der Verbundstütztyp B nach Abb. 1 liegt mit seiner Charakteristik des Brandverhaltens zwischen den Typen A und C. Die ungeschützten Flansche zeigen eine Entfestigung entsprechend Kurve a nach Abb. 5. Der Steg folgt näherungsweise der Kurve c, wird allerdings durch den verstärkten Wärmefluss aus den Flanschen negativ beeinflusst. Auch für den Kammerbeton dieses Querschnitts ergibt sich ein negativer Effekt infolge verstärkter Erwärmung durch den Steg. Der Stahlbetonkomponente kommt bei diesem Stütztyp besondere Bedeutung bei. Ein optimales Stahlprofil sollte den Stahlanteil der Flansche minimieren und den des Steges maximieren. Aus walztechnischen Gründen sind solche Profile nur bedingt verfügbar, Profile der Reihe HE-AA entsprechen dieser Forderung jedoch relativ gut. Schweißprofile lassen sich hingegen dieser Forderung entsprechend optimieren.

Der Festigkeitsverlust der Komponenten infolge Querschnittserwärmung führt zwangsläufig zu einer Verringerung der Bauteiltragfähigkeit R in Abhängigkeit von der Dauer t der Brandeinwirkung. Die Tragfähigkeit ist dann erschöpft, wenn der Bauteilwiderstand R auf die Größe der einwirkenden Beanspruchung S abgesunken ist. Der Versagenszeitpunkt t_u berechnet sich damit zu:

$$t_u = t (R(t) = S)$$

Die Versagenszeiten t_u dienen dann der abgestuften F-Klassifizierung nach DIN 4102 (z.B. F 90: $t_u \geq 90$ Minuten usw.). Abb. 7 verdeutlicht diesen Zusammenhang

Mit dem Erreichen der Mindestzeit der jeweiligen F-Klasse ist damit der Ausgangswert γ_0 der Bauteil-Tragsicherheit auf den Grenzwert $\gamma = 1$ abgesunken. Der γ_0 -Wert ist als Mindestwert normativ vorgegeben (zum Beispiel DIN 18806,1 : $\gamma_0 = 1,5$ für Lastfall HZ).

$$\gamma_0 = \gamma(t=0) = R_{u,0}/S_0$$

$$\gamma(t) = R(t)/S$$

$$t_u = t(\gamma(t) = 1)$$

$R_{u,0}$: Traglast (kalt)

S_0 : zulässige Gebrauchslast (kalt)

S : im Brandfall vorhandene Belastung

Tragreserven bei Erreichen der jeweils geforderten F-Klasse sind somit nicht erforderlich, da es sich hierbei um einen Grenzzustand handelt.

Abb. 8 erläutert die daraus ableitbaren Möglichkeiten einer Optimierung.

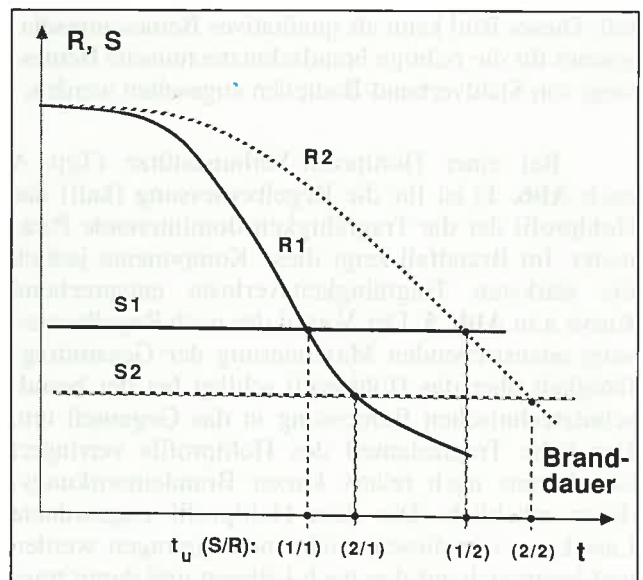


Abb. 8: Optimierungsmöglichkeiten des Versagenszeitpunktes

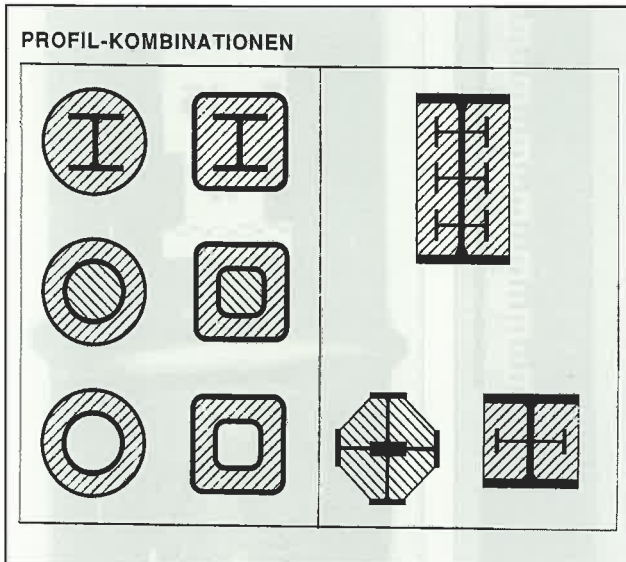


Abb. 9: Brandschutztechnisch optimierte Querschnitte durch Profilkombinationen (Auswahl)

Der Versagenszeitpunkt t_u kann durch eine Verringerung der Belastung S vergrößert werden ($S2 < S1$). Statt dieser konservativen Maßnahme ist eine Beeinflussung der Entfestigungscharakteristik R in der Regel wirkungsvoller und auch wirtschaftlicher ($R2 > R1$). Kombinationen sind möglich.

Vorstehende Erläuterungen zeigen, daß durch geeignete Maßnahmen bei der Lageanordnung der einzelnen Komponenten innerhalb des Verbundquerschnitts und der Wahl der zugeordneten Festigkeiten und Querschnittsflächen in jedem Fall optimierte Lösungen bezüglich Tragfähigkeit, Querschnittsabmessung und Feuerwiderstandsfähigkeit erreicht werden können. In Ergänzung zur kalten Bemessung ist hierfür jedoch die Kenntnis der typabhängigen Querschnittserwärmung erforderlich. Da stets auch die Tragsicherheiten kalt einzuhalten sind, muß die heiße Bemessung stets mit der Regelbemessung nach DIN 18 806,1 abgestimmt werden. Für eine ingenieurgemäße brandschutztechnische Bauteilauslegung liegen zahlreiche Bemessungshilfen unterschiedlichster Art vor.

Für Optimierungen, Sonderquerschnitte oder spezielle Nachweise erfolgt die brandschutztechnische Bauteilbemessung zweckmäßigerweise mittels Rechenprogrammen. Hierzu gibt es in Abhängigkeit vom gewünschten Genauigkeitsgrad leistungsfähige PC-lauffähige Software, die sowohl eine Optimierung innerhalb der Grundtypen nach **Abb. 1** erleichtern, als auch einen Ausgleich mit DIN 18 806,1 ermöglichen und prüffähige Ausdrücke liefern.

Abb. 9 zeigt eine Auswahl brandschutztechnisch optimaler Querschnitte, die sich sämtlich bereits in der Praxis bewährt haben.

3 Brandverhalten von Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen

(Typ A nach Abb. 1)

3.1 Allgemeines

Zur Verwendung kommen runde, quadratische und rechteckige Hohlprofile. Die Art der Profil-Herstellung ist ohne Bedeutung für die Bemessung und das Brandverhalten. Die ungeschützt verbleibende Stahloberfläche eignet sich in besonderer Weise zur architektonischen Gestaltung. Da die Profilstahl-Komponente infolge direkter Brandeinwirkung ihre anteilige Tragfähigkeit rasch verliert, ergibt sich die Notwendigkeit einer Lastabminderung gegenüber der Regelbemessung:

$$\alpha = S/S_0 \leq 1.$$

Lediglich bei sehr großen Querschnitten, bei denen die Tragfähigkeit des Betonkerns auch bei höheren Branddauern dominiert, kann auf eine Lastabminderung verzichtet werden. Trotz dieser Einschränkungen hat das ungeschützte Hohlprofil einen erheblichen Einfluß auf das Brandverhalten dieses Stützentyps, insbesondere über die Systemsteifigkeit. Da der Beton im Inneren des Rohres praktisch nicht austrocknen kann, ergibt sich bei erhöhten Temperaturen eine intensive Dampfbildung, die zu einem erheblichen Innendruck im Hohlprofil führt. Durch diesen Innendruck wird das gefürchtete explosive Abplatzen nassen Betons bei Brandbeanspruchung verhindert, jedoch muß für einen ausreichenden Druckausgleich gesorgt werden. Dampfauslaßöffnungen sind daher bei Hohlprofil-Verbundstützen eine überaus wichtige Sicherheitskomponente. Ohne diese Sicherheitsmaßnahme besteht das akute Risiko eines explosiven Zerplatzens der gesamten Stütze innerhalb relativ kurzer Zeit. Mit entsprechenden Dampfaustrittsöffnungen wird dieses Risiko jedoch sicher vermieden. DIN 4102, Teil 4, gibt unter Ziff. 6.3.2.2 entsprechende Hinweise. Es wird empfohlen, bei Querschnitten mit Außenabmessungen $a \geq 260$ mm die dort angegebenen Mindestwerte nach Möglichkeit zu vergrößern, was in der Regel im Kopfbereich einer Stütze unproblematisch möglich ist. Es ist darauf zu achten, daß die Bohrungen nach dem Betonieren über die volle Wandungsdicke des Hohlprofils frei von allen Verstopfungen sind und auch später nicht bekleidet, abgedeckt oder überstrichen werden.

3.2 Bemessung

Entgegen den üblichen Entwurfskriterien bei Normaltemperatur sollten die Parameter Stahlgüte



Abb. 10: Lokales Beulen des Hohlprofil-Mantels bei Brandbeanspruchung

und Wandungsdicke des Hohlprofils im Stützen-Tragverhalten nicht dominieren. Die Verwendung von St 37 ist zu bevorzugen, zumindest sollte ein St 52 bei der brandschutztechnischen Bemessung nicht in Ansatz gebracht werden. Die Wandungsdicke s des Hohlprofils sollte, bezogen auf die minimale Außenabmessung a des Hohlprofils, den Wert $a/s \geq 25$ einhalten, (a : Seitenlänge beziehungsweise Durchmesser des Hohlprofils außen; bei Rechteck-Hohlprofilen ist die kleinere Seitenlänge für die brandschutztechnische Bemessung maßgebend).

Für Feuerwiderstandszeiten oberhalb F 30 ist in der Regel eine Lastabminderung gegenüber der vollen planmäßigen kalten Bemessungslast notwendig. Mit zunehmender Querschnittsabmessung a steigt die Höhe des zulässigen Last-Ausnutzungsgrades α zum Erreichen einer vorgegebenen Versagenszeit (F-Klasse). Die notwendige Lastabminderung gilt dabei sowohl für die Normalkraft als auch für das Biegemoment. Planmäßige Lastexzentrizitäten haben keinen negativen Einfluß auf das Brandverhalten, sofern daß Biegemoment bei der Regelbemessung korrekt berücksichtigt wurde und eine Armierung des Betons erfolgt.

3.3 Bewehrung

Die Anordnung einer ausreichenden Betonstahl-Bewehrung im Betonkern hat für das Brandverhalten von Hohlprofilverbundstützen eine sehr große Bedeutung – ganz im Gegensatz zu den Erfordernissen bei der Regelbemessung (kalt). Der Grund liegt darin, daß infolge der raschen Hohlprofil-Erwärmung bereits nach relativ kurzer Dauer einer Brandeinwir-

kung ohne Bewehrung keine ausreichende Biegezug-Kapazität der Stütze vorliegt. In Verbindung mit den erheblichen Stützenschiebungen bei Brandbeanspruchung kann dies sehr schnell zu einem Bauteilversagen führen. Verstärkt wird dies noch durch die thermischen Längsdehnungen des Hohlprofils, die vorübergehend zu einer teilweisen Entkoppelung des Verbundsystems führen können. Dieser Effekt führt zu einem Beulen des Hohlprofils auf der stärker gedrückten Seite bei exzentrischer Beanspruchung bzw. zu allseitigem Beulen bei zentrischer Beanspruchung. **Abb. 10** zeigt diese Beulbereiche von Stützen während und nach einem Brandversuch. **Abb. 11**

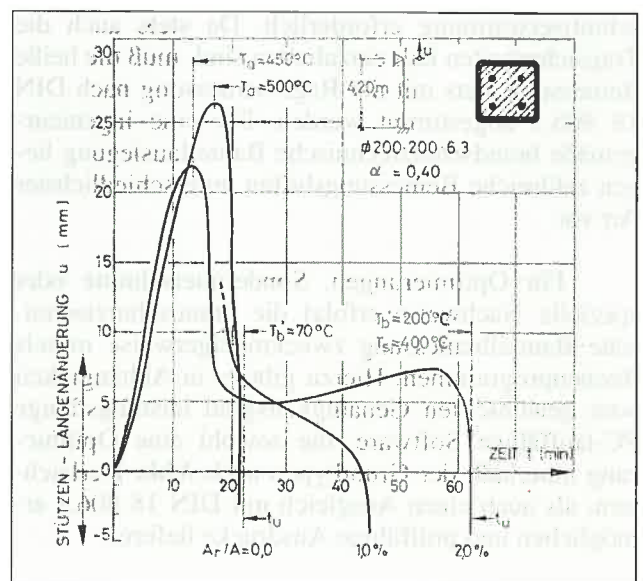


Abb. 11: Lastumlagerung und Verformungscharakteristik von Hohlprofilverbundstützen im Brandfall
a: Profilstahl r: Bewehrung b: Beton

erläutert die Zusammenhänge zwischen thermischer Hohlprofil-Längsdehnung, Betonkern-Bewehrung und Versagenszeit. Durch das Beulen des Hohlprofils wird dessen thermische Längsdehnung eliminiert und es ergibt sich wieder das gekoppelte Verbundsystem. Bei ausreichender Bewehrung des Betonkerns stabilisiert sich das System vollständig und erreicht eine hohe Feuerwiderstandsdauer. Bei fehlender Bewehrung des Betonkerns kann sich das System nicht wieder stabilisieren und das Beulen leitet das Systemsversagen ein. Bei näherungsweise ideal-zentrischer Belastung ist eine System-Stabilisierung nach dem Beulen auch ohne Betonkern-Bewehrung möglich, da Biegeeffekte aus der Theorie II. Ordnung kaum auftreten. Eine planmäßige Aktivierung dieses Effektes für die brandschutztechnische Bemessung von Hohlprofil-Verbundstützen sollte jedoch nur in Sonderfällen erfolgen. Oberhalb F 30, insbesondere jedoch bei Einwirkung planmäßiger Last-Exzentrizitäten, ist eine Betonstahl-Bewehrung des Kerns notwendig. Der Prozentsatz der Betonkern-Bewehrung sollte wenigstens 2,0 Prozent betragen. Dies gilt auch für Anschluß-Exzentrizitäten, sofern die resultierende Druckkraft außerhalb des Querschnittskerns k liegt. Bei Berücksichtigung dieser Hinweise ist eine sichere brandschutztechnische Bemessung von Hohlprofil-Verbundstützen ohne Einschränkungen möglich.

3.4 Schlankheit

Der Schlankheitseinfluß auf das Brandverhalten ist bei Hohlprofil-Verbundstützen besonders ausgeprägt. Dies ergibt sich aus der ungeschützt am Querschnittsrand liegenden Profilstahl-Komponente mit ihrem dominierenden Einfluß auf die Steifigkeit bei der Regelbemessung. Dieser im Brandfall zusätzlich auftretende Effekt der Schlankheit wird bei der Bemessung nach DIN 4102,4 nur näherungsweise berücksichtigt. **Abb. 12** zeigt den Einfluß der Stützenlänge auf die Versagenszeit bei gleicher Lastausnutzung α . Gleiche Lastausnutzung α bewirkt, daß mit zunehmender Stützenlänge die Bemessungslast nach DIN 18806,1 schlankheitsbedingt abnimmt. Dieser Schlankheitseinfluß auf die kalte Bemessung ist im Nachweiskonzept der DIN 4102,4 enthalten. **Abb. 12** zeigt jedoch, wie stark der im Brandfall zusätzlich aktivierte Einfluß des thermisch bedingten EI-Abbaus, das heißt: die physikalische Schlankheit, sich zusätzlich auswirkt. Die Bemessungswerte nach DIN 4102,4 sind für Stützenabmessungen im Bereich des üblichen Geschosbaus ausreichend sicher. Für größere Stützenschlankheiten wird empfohlen, eine genauere brandschutztechnische Bemessung durchzuführen (vergl. Anschnitt 6). Als Richtwert hierfür kann das Überschreiten der geometrischen Schlankheit $H/a = 15$ angenommen werden (H : Stützenlänge).

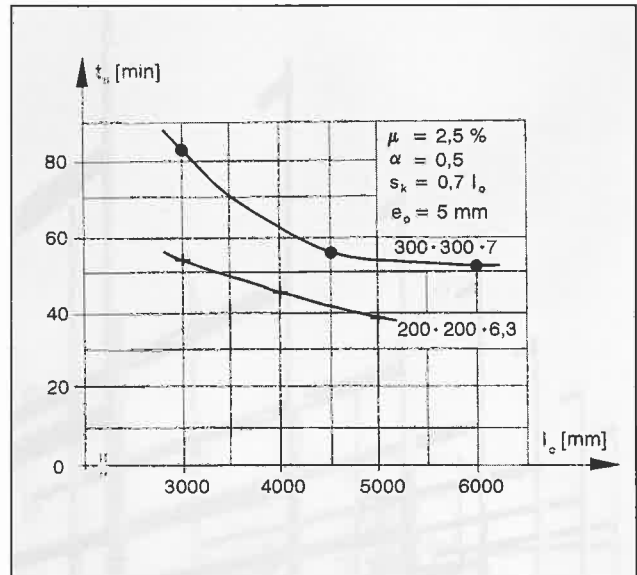


Abb. 12: Einfluß der Stützenlänge auf die Versagenszeit bei Hohlprofilverbundstützen

3.5 Konstruktion und Herstellung

Je nach Bauart werden Hohlprofil-Verbundstützen sowohl als Einzelstützen als auch als Durchlaufstützen vorgesehen. Während bei Einzelstützen eine vollständige Vorfertigung zweckmäßig ist, erfolgt bei Durchlaufstützen in der Regel die Montage zweckmäßigerweise als Stahlbau mit nachträglicher Betonverfüllung und damit Umwandlung zum Verbundbau (**Abb. 13**). Die Bewehrungseisen müssen nicht mit den Kopf- oder Fußplatten kraftschlüssig verbunden sein. Die Abstände zur Innenoberfläche des Hohlprofils werden bestimmt durch die brandschutztechnisch notwendige Betonüberdeckung der Bewehrung (Isolierwirkung); diese sind in DIN 4102,4 geregelt. es wird empfohlen, die Bewehrung doppelt-symmetrisch im Inneren der Stütze einzubauen, sofern nicht durch sichere und dauerhafte Maßnahmen ein Vertauschen der Achsen ausgeschlossen werden kann. Fertig betonierte Hohlprofil-Verbundstützen lassen praktisch keine einfache nachträgliche Kontrolle der inneren Bewehrung zu. Dies führt bei der Vorfertigung von Stützen mit gleichen Außenabmessungen, jedoch unterschiedlichen Bewehrungen zu Verwechslungsrisiken. Bei runden Hohlprofilen sollte die Bewehrung auf wenigstens $n = 6$ Einzelstäbe verteilt werden und bei großen Durchmessern einen Stababstand von ca. 150 mm nicht überschreiten:

$$n \geq \frac{\pi D}{150} \geq 6$$

D : Rohr-Außendurchmesser in mm.

Bei Durchlaufstützen sind die Bewehrungsstäbe entsprechend den Regelungen der DIN 1045



Abb. 13: 3- und 4-geschossige Hohlprofil-Verbundstützen als Durchlaufkonstruktion, vorgefertigt und ohne Betonverfüllung montiert (VdEh-Gebäude, Düsseldorf)

auszubilden. Eine Verbügelung ist aus statischen Gründen nicht erforderlich, da selbst die Resttragfähigkeit des Hohlprofils im heißen Zustand eine ausreichende Verbügelungswirkung ergibt. Die Funktion der Bügel kann daher im wesentlichen auf eine Lage- und Formstabilisierung der Längsbewehrung reduziert werden (vorgefertigte Bewehrungskörbe). Auch im Bereich der Lasteinleitungen (Unterzug-Anschlüsse) ist eine verdichtete Verbügelung entbeh-



Abb. 14: Verpressen vorgefertigter und montierter Hohlprofilstützen mit Fließbeton

lich. Für das Verfüllen der Hohlprofile wird ein Beton der Konsistenz KF (Fließbeton) empfohlen. Der w/z-Wert sollte minimiert werden, um den Wassergehalt des Festbetons zu begrenzen (keine Austrocknung). Das Größtkorn des Zuschlags ist mit ausreichender Sicherheit auf die minimalen geometrischen Abmessungen im Inneren der Stütze abzustimmen. In der Regel ist dies der Abstand zwischen Hohlprofil-Innenwandung und Bügel, gegebenenfalls sind Verengungen im Bereich von einbindenden Laschen, Anschlußblechen, Dübeln oder im Bereich von Bewehrungsstößen gesondert zu beachten und zu berücksichtigen. Fehlstellen sind im Gegensatz zu Stahlbetonkonstruktionen später nicht sichtbar und können zu einer merklichen Beeinträchtigung des planmäßigen Brandverhaltens führen. Der sorgfältigen Verdichtung des Frischbetons kommt daher besondere Bedeutung zu. Empfehlenswert ist die Verwendung von Außenrüttlern (Schalungsrüttler), die über Futterhölzer mit dem Hohlprofil gekoppelt werden. Beim Betonieren vom Stützenkopf her ist der Beton mit einem Schlauch oder Rohr im Inneren der Stütze sicher bis zur Betonoberfläche zu führen. Bei vormontierten, mehrgeschossigen Stützen empfiehlt sich die Verpressung mit Fließbeton vom Fußpunkt aus (Abb. 14). Die Anschlüsse von Deckenplatten, Unterzügen und ähnlichem sind mittels durchgesteckter Laschenbleche oder über Auflagerknaggen mit Rückverankerung in den Kernbeton mit Kopfbolzen möglich; DIN 4102,4 gibt hierzu Hinweise.

3.6 Sonderfälle

Aus statisch-konstruktiven oder optischen Gründen ist in Einzelfällen die Ausbildung von Hohlprofil-Verbundstützen mit Sonderquerschnitten eine geeignete Lösung.

Die Verwendung von rostfreiem Edelstahl oder wetterfestem Stahl ist möglich. Die Bemessung kann nach DIN 18808,1 und DIN 4102,4 erfolgen oder mittels genauerer Nachweisverfahren. Die Verwendung von Stahlfaserbeton ist normativ bislang nicht geregelt. In Sonderfällen kann diese Technik durchaus sinnvoll sein, die Faserbewehrung ist allerdings keine Kompensation für die Stabstahlbewehrung.

Hochfester Beton in Verbindung mit Hohlprofil-Verbundstützen bedarf einer Einzelfall-Zustimmung, da hierfür gleichfalls keine normativen Regelungen vorliegen. Untersuchungen lassen jedoch erkennen, daß diese Verbindung eine sehr wirkungsvolle Kombination ergeben kann.

Eine sehr wirkungsvolle Steigerung der Tragfähigkeit und des Brandverhaltens ergibt sich aus Profil-Kombinationen (vergl. Abb. 9):



Abb. 15: Doppelrohr-Verbundstützen für $S_0 = 8 \text{ MN}$
 $D/s = 558,8/12,5 + 406,4/17,5 \text{ mm}$

- Hohlprofil in Hohlprofil,
- Walzprofil in Hohlprofil.

Das innenliegende Profil übernimmt die Funktion der Bewehrung, so daß keine zusätzliche Stabstahlbewehrung oder Verbügelung erforderlich wird; durch geeignete Maßnahmen ist eine Lagesicherung des inneren Profils zu gewährleisten. Das innere Profil zeigt dann eine Entfestigungscharakteristik entsprechend Kurve c nach **Abb. 5**, was die Verwendung von massigen Profilen in St 52 sinnvoll macht. Die Begrenzungen der Bewehrungsmenge entfallen. Der Betoniervorgang wird erleichtert. Bei gleichem Außendurchmesser können durch eine solche optimierte Profilkombination die Tragfähigkeit und die Versagenszeit erheblich gesteigert werden. Die Regelbemessung nach DIN 18806,1 ist wegen der Doppelsymmetrie dieser Stützen normgerecht möglich, die brandschutztechnische Bemessung nach DIN 4102,4 ist hingegen nicht mehr möglich und bedarf einer genaueren Berechnung. Sofern der Beton im inneren Hohlprofil Temperaturen $T \geq 100^\circ\text{C}$ erreicht, sind Bohrungen für den Dampfdruckausgleich auch im inneren Hohlprofil erforderlich, die zum Beispiel mit Styropor-Pfropfen zu sichern sind. **Abb. 15** zeigt eine Doppelrohr-Verbundstütze für 8 MN Gebrauchslast

und F 90-Anforderungen, die eine Stahlbetonstütze mit wesentlich größeren Außenabmessungen ersetzt.

4 Brandverhalten von Verbundstützen aus vollständig Einbetonierten Stahlprofilen

(Typ C nach Abb. 1)

Dieser Verbundstützentyp ist optisch nicht von einer Stahlbeton-Stütze zu unterscheiden. Das zentrisch angeordnete Walzprofil ist vollständig mit Beton umhüllt. Bezüglich der Oberflächengestaltung sind hier alle Möglichkeiten wie bei Stahlbetonstützen gegeben. Die Tragfähigkeit dieses Stützentyps wird primär vom Walzprofil beeinflusst, welches in seiner Entfestigung bei Brandbeanspruchung der günstigen Kurve c nach **Abb. 5** folgt. Bei der daher zweckmäßigen Verwendung von St 52 hat der Profilstahl eine höhere Streckgrenze als die übliche Bewehrung. Der zulässige Flächenanteil der Profilstahlkomponente nach DIN 18806,1 liegt gleichfalls wesentlich höher als die maximale Bewehrungsmenge nach DIN 1045. Beides führt dazu, daß bei gleichen Außenabmessungen dieser Stützentyp eine sehr viel größere Traglastkapazität zeigt als geometrisch vergleichbare Stahlbetonstützen. Diese hohe Bauteil-

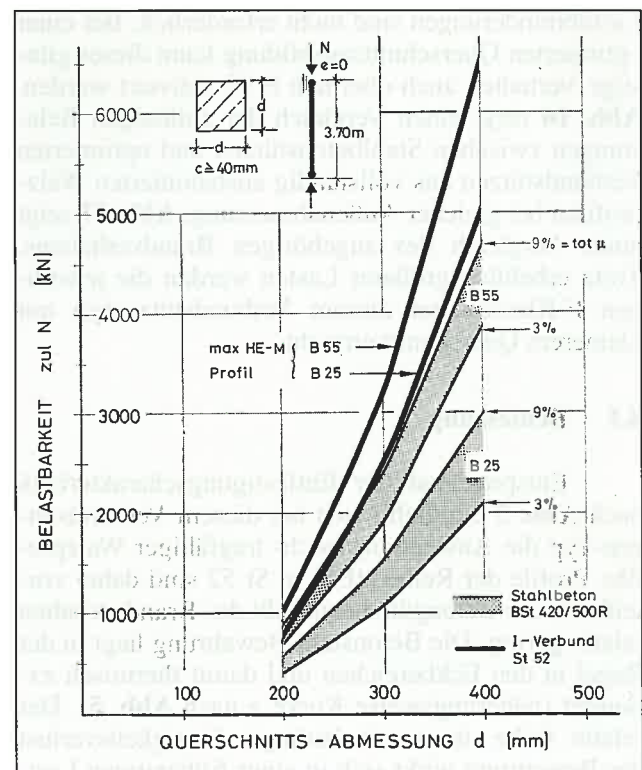


Abb. 16: Belastbarkeitsvergleich (kalt) Stahlbeton/I-Verbund

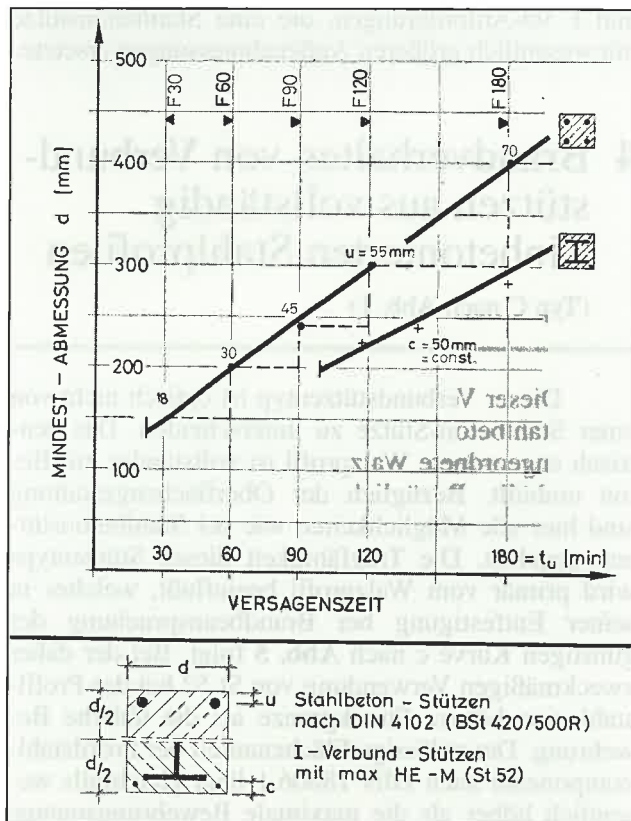


Abb. 17: Querschnittsvergleich (heiß, volle Last) Stahlbeton/I-Verbund

Tragfähigkeit wird auch bei Brandbeanspruchung bis mindestens Feuerwiderstandsklasse F 90 erhalten: Lastabminderungen sind nicht erforderlich. Bei einer optimierten Querschnittsausgestaltung kann dieses günstige Verhalten auch oberhalb F 90 aktiviert werden. **Abb. 16** zeigt einen Vergleich der zulässigen Belastungen zwischen Stahlbetonstützen und optimierten Verbundstützen aus vollständig ausbetonierten Walzprofilen bei gleicher Außenabmessung. **Abb. 17** zeigt einen Vergleich des zugehörigen Brandverhaltens. Trotz erheblich größerer Lasten werden die jeweiligen F-Klassen bei diesem Verbundstützentyp mit kleinerem Querschnitt erreicht.

4.1 Bemessung

Entsprechend der Entfestigungscharakteristik nach **Abb. 5** empfiehlt sich bei diesem Verbundstützen-Typ die Anwendung hochtragfähiger Walzprofile. Profile der Reihe HEM in St 52 sind daher vorteilhaft. Die Betongüte beeinflusst das Brandverhalten relativ gering. Die Betonstahl-Bewehrung liegt in der Regel in den Eckbereichen und damit thermisch exponiert (näherungsweise Kurve a nach **Abb. 5**). Der relativ frühe, thermisch bedingte Festigkeitsverlust der Bewehrung wirkt sich in einer frühzeitigen Lastumlagerung auf Beton und Walzprofil aus. Beide Komponenten zeigen jedoch solch hohe Tragreser-

ven, daß diese Umlagerung unproblematisch bleibt, solange die Bewehrungsanteile nicht maximiert werden. Bei konstanten Stützen-Außenabmessungen in allen Etagen eines mehrgeschossigen Gebäudes kann die Tragfähigkeits-Anpassung der Stützen über Zulaufbewehrung bei dem für die geringste Last bemessenen Walzprofil dann zu einer Verringerung der optimalen Versagenszeit im Brandfall führen. Bei Regelabmessungen und üblichen Stützenlängen sind diese Effekte allerdings sekundär, so daß der vereinfachte Nachweis nach DIN 4102,4 in diesen Fällen ausreichend sicher ist.

Lastexzentrizitäten können von diesen Stützen problemlos aufgenommen werden, sofern die Lasteinleitung in das Walzprofil durch entsprechende Anschlüsse gewährleistet ist. Im Bereich dieser Lasteinleitungen in das Walzprofil empfiehlt sich die zusätzliche Anordnung von Verbundmitteln zwischen Beton und Walzprofil, zum Beispiel KB-Dübel im Bereich des Steges.

Der Einfluß der Stützen-Schlankheit auf das Brandverhalten ist weniger ausgeprägt als bei den anderen Verbundstützen-Typen. Der Grund ist darin zu sehen, daß die thermisch bedingte Veränderung der physikalischen Steifigkeit infolge der geschützten Lage der Haupttragkomponente Profilstahl stark verzögert abläuft. Die brandschutztechnische Bemessung dieser Verbundstützen nach DIN 4102,4 ohne Berücksichtigung der Stützenlänge ist daher für die im Geschosßbau typischen Stützenlängen ausreichend genau. Bei sehr schlanken Stützen sollte jedoch statt der brandschutz-technischen Näherung nach DIN 4102,4 eine genauere brandschutztechnische Bemessung durchgeführt werden, da schlankheitsbedingte Verluste bei der Versagenszeit in diesen Fällen durchaus sicherheitsrelevant sein können (**Abb. 18**).

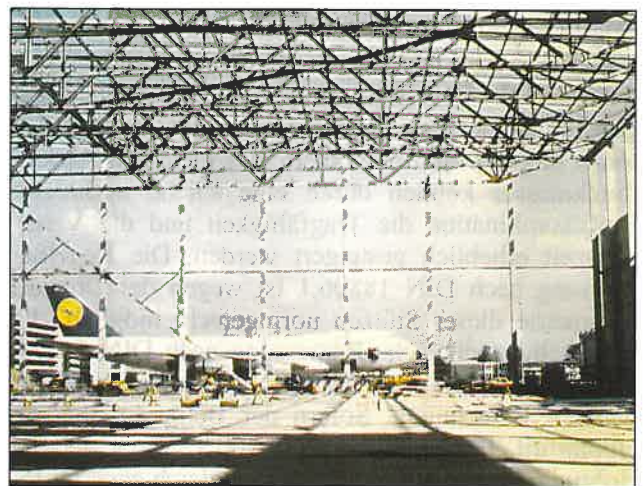


Abb. 18: Flughafen Frankfurt/Main, Wartungshalle, F 90-Verbundstützen unter Verwendung von vollständig einbetonierten Walzprofilen

4.2 Konstruktion und Herstellung

Für die Betonierarbeiten gelten ohne Einschränkungen die Regelungen der DIN 1045. Die Stützen können sowohl liegend betoniert werden (Vorfertigung) als auch stehend im Bauwerk (Abb. 19 und 20). Besondere Bedeutung erlangt die Lagesiche-



Abb. 19: I-Verbundstützen, Vorfertigung



Abb. 20: I-Verbundstützen, in situ Herstellung

rung des Walzprofils und dessen präzise zentrische Anordnung innerhalb der Stütze. Bei liegendem Betonieren muß das Walzprofil mit dem Steg senkrecht zum Schalungsboden eingebaut werden, um eine ordnungsgemäße Betonumhüllung zu erreichen. Der Bewehrungskorb ist so zu fixieren, daß dessen planmäßige und symmetrische Lage in der Stütze gewährleistet ist. Verbundstützen dieses Typs bedürfen einer Verbügelung entsprechend DIN 1045 mit einer Verdichtung im Bereich von Anschlüssen, Lasteinleitungen und ähnlichem. Statt geschlossener Bügel sind auch ge-

genläufige Steckbügel mit ausreichender Überlappung möglich. Der kritischste Bereich beim Betonieren ist die Betondeckung über den Flanschen. Die nach DIN 4102,4 zulässige Mindestüberdeckung von $c = 40$ mm erfordert eine entsprechende Präzision beim Einbau und beim Betonieren. Hierzu gehört auch eine sorgfältige Abstimmung des Größtkorns der Betonzuschläge. Infolge der unterschiedlichen thermischen Dehnungen zwischen Walzprofil-Flansch und Betondeckung kann es bei Brandbeanspruchung in diesen Bereichen leicht zu Betonablösungen kommen. Dies ist dann unkritisch, sofern durch eine entsprechende Qualität der Verbügelung diese Betonschale als thermisches Schutzschild erhalten bleibt und nicht großflächig abfällt. Die Verwendung von Bügeln mit kleinem Stabdurchmesser und engerem Abstand ist daher vorteilhaft. Anschlüsse für Lasteinleitungen werden normalerweise über an Steg oder Flansch angeschweißte Laschenbleche realisiert. Gleichfalls zur Anwendung kommen Knaggenauflagerungen im Bereich der Flansche. DIN 4102,4 gibt entsprechende Konstruktionshinweise.

4.3 Sonderlösungen

Die Verwendung von hochfestem Beton kann bei diesem Verbundstützentyp dann vorteilhaft sein, wenn die Querschnittsmassigkeit ausreichend groß ist und damit zu einer verzögerten Durchwärmung des Querschnitts führt. Die Verwendung von Stahlfaserbeton kann in Verbindung mit einem Verzicht auf Betonstahlbewehrung vorteilhaft sein, da dann auf eine Verbügelung der Betonschale verzichtet werden kann. Eventuelle Zusatzmaßnahmen im Bereich der Betonoberfläche sind bei Verwendung von Stahlfaserbeton gegebenenfalls gesondert zu planen. Profilkombinationen Walzprofil-Walzprofil können zu einer erheblichen Steigerung der Tragfähigkeit und der Feuerwiderstandsdauer führen. Sofern es sich hierbei um doppelt symmetrische Querschnitte handelt, ist eine Bemessung nach DIN 18806,1 möglich. Die brandschutztechnische Bemessung solcher Sonderquerschnitte bedarf stets einer besonderen Nachweisführung. **Abb. 21** zeigt einen Sonderquerschnitt unter Verwendung von hochfestem Beton.

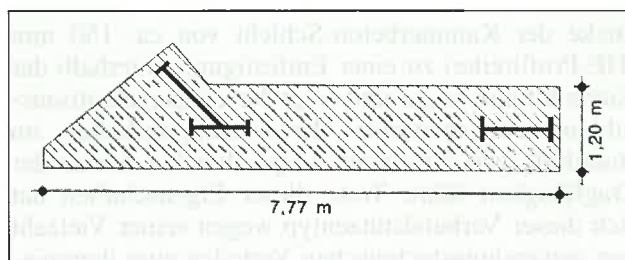


Abb. 21: I-Verbundstütze – Sonderquerschnitt (Commerzbank Hochhaus, Frankfurt am Main)

5 Brandverhalten von Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen

(Typ B nach Abb. 1)

5.1 Allgemeines

Bei diesem Verbundstützentyp verbleiben die Flansche sichtbar und werden bei Brandbeanspruchung direkt beflammt; der Steg wird hingegen durch beidseitigen Kammerbeton geschützt. Durch die Betonkomponente lediglich zwischen den Flanschen wird die Querschnitts-Außenabmessung von den Abmessungen des Walzprofils bestimmt, was in der Regel zu weniger massigen Querschnitten führt. Diese Merkmale führen dazu, daß dieser Verbundstützentyp sich bezüglich des Brandverhaltens den Hohlprofil-Verbundstützen stärker nähert als den Verbundstützen mit vollständig ausbetonierten Walzprofilen.

Eine optische Gestaltung der sichtbaren Stahlflansche, gegebenenfalls in Kombination mit einer Strukturierung der Betonoberfläche erlaubt unterschiedliche architektonische Gestaltungsmöglichkeiten.

Die wesentlichsten Einsatzbereiche dieses Verbundstützentyps liegen im Industriebau und bei Parkhäusern. Die sichtbaren und frei zugänglichen Stahlflächen der Flansche erlauben einfache Montagen für den industriellen Ausbau. Bei Parkbauten ergeben die freien Stahlflansche eine hohe Sicherheit gegenüber Fahrzeuganprall und gegenüber Oberflächenbeschädigungen (Schrammbord). Die Entfestigung der einzelnen Komponenten ist bei diesem Stützentyp weniger einheitlich als bei den anderen Verbundstützen. Die ungeschützten Flansche zeigen ein Verhalten entsprechend Kurve a nach Abb. 5. Der Steg wird durch einen verstärkten Wärmefluß von den Flanschen und die relativ geringe Kammerbetondicke ein Verhalten zwischen den Kurven b und c zeigen, wobei erst größere Profile der Reihe HE in den Bereich der Kurve c kommen. Die Stabstahlbewehrung des Kammerbetons liegt im Bereich der Kurven a-b. Der Kammerbeton selbst wird anteilig vom Steg her zusätzlich erwärmt, was bei einer maximalen Dicke der Kammerbeton-Schicht von ca. 150 mm (HE-Profilreihe) zu einer Entfestigung unterhalb der Kurve b führt. Insgesamt zeigt diese Querschnittsausbildung ein verstärktes Erwärmungsverhalten im Brandfall, was zu einem entsprechenden Abbau der Tragfähigkeit führt. Trotz dieser Eigenschaften hat sich dieser Verbundstützentyp wegen seiner Vielzahl von anwendungstechnischen Vorteilen zum dominierenden Verbundstützen-Querschnitt bei der baupraktischen Anwendung entwickelt.

5.2 Bemessung

Entsprechend den vorstehenden Erläuterungen sollte bei diesem Verbundstützentyp ein Walzprofil mit minimiertem Flansch und maximiertem Steg verwendet werden, die Stahlbetonkomponente ist gleichfalls zu maximieren. Um die Querschnittserwärmung zu verzögern, sind ausreichende Profildicken erforderlich. Geeignete Profile liefert daher lediglich die HE-Profilreihe. HEM-Profile sind wegen des hohen Stahlanteils in den Flanschen ungeeignet, HEAA-Profile sind besonders geeignet. Die Verwendung von ST 52 bringt keine Vorteile. Eine ausreichende Bewehrung des Kammerbetons steigert die Tragfähigkeit im Brandfall beziehungsweise die Versagenszeit deutlich. Wegen der relativ raschen Querschnitts-Durchwärmung sind bei diesem Verbundstützentyp Lastabminderungen stets erforderlich. Mittlere Last-Exzentrizitäten mit Biegung um die starke Achse des Walzprofils können problemlos aufgenommen werden; die entsprechenden Lastabminderungen sind zu berücksichtigen. Größere Lastexzentrizitäten sind zu vermeiden ($e \leq h$, h : Profilhöhe). Problematisch sind Lastexzentrizitäten mit Biegungen um die schwache Achse des Walzprofils. Der Querschnitt ist bei Brandbeanspruchung kaum in der Lage, Exzentrizitäten außerhalb des Kernbereichs aufzunehmen. Exzentrizitäten in dieser Richtung sollten daher auf etwa $e \leq 0,5 k$ begrenzt werden (k : Kernweite), sofern nicht eine erheblich verstärkte Verdübelung des Kammerbetons vorgesehen und rechnerisch nachgewiesen wird. Wegen der ungeschützten Flansche und der grundsätzlich raschen Querschnittserwärmung ergibt sich eine ausgeprägte zeitliche Veränderung der Biegesteifigkeit EI bei Brandbeanspruchung ($E = E(T)$). Dies führt zu einer verstärkten Auswirkung der Stützenschlankheit auf das Brandverhalten. Die Bemessungswerte nach DIN 4102, 4 (Tabelle 107) enthalten keine Schlankheitsbegrenzung. Für im Geschößbau übliche Stützenlängen führt dies zu ausreichend sicheren Bemessungen, für Stützen mit geometrischen Schlankheiten $H/a \geq 15$ und Brandschutzanforderungen ab F 60 sollten genauere Nachweisverfahren bzw. Bemessungshilfen benutzt werden. Die in Tabelle 108 nach DIN 4102, 4 eingearbeiteten geometrischen Schlankheiten werden als problematisch eingeschätzt.

5.3 Konstruktion und Herstellung

Zum Erzielen der notwendigen Verbundwirkung zwischen Walzprofil und Kammerbeton ist eine ausreichend sichere Verdübelung erforderlich. Der in der Regel vorgefertigte Bewehrungskorb wird dafür auf KB-Dübel aufgeklemt, die längs der Stützenachse verschweißt sind. Für eine bessere Verklammerung des Bewehrungskorbes wird eine versetzte An-

ordnung der KB-Dübel empfohlen. Bei Profilhöhen $h \geq 400$ mm sind zwei- oder mehrreihige Verbundmittel anzuordnen. Ein spezieller Nachweis dieser Verbundmittel ist bei planmäßig zentrischer und bei exzentrischer Beanspruchung mit Biegung um die starke Profilachse in der Regel entbehrlich. Bei Exzentrizitäten mit Biegung um die schwache Profilachse sind diese Verbundmittel erheblich zu verstärken und rechnerisch nachzuweisen, da bei nicht ausreichender Verdübelung bei dieser Beanspruchung das Risiko eines frühen und spontanen Stützenversagens besteht. In der Praxis resultieren hieraus jedoch in der Regel keine Probleme, da die Achsenorientierung sich den Exzentrizitäten entsprechend anpassen läßt. Die Bügel des Kammerbetons sind als geschlossene Bügel auszubilden und entsprechend den Bestimmungen der DIN 1045 einzubauen. Anschlüsse von Unterzügen und ähnlichen Bauteil lassen sich durch an Steg oder Flansch angeschweißte Laschenbleche ebenso realisieren wie durch am Flansch angeschweißte Knaggen mit Rückverankerung in den Kammerbeton. DIN 4102, 4 gibt hierzu Hinweise. Das Betonieren dieser Stützen erfolgt praktisch ausschließlich als Vorfertigung und liegend. Jede Kammer wird einzeln betoniert, wobei das Profil die Schalung liefert; es empfiehlt sich daher, die Kopf- und Fußplatten als Abschottung bereits vor dem Betonieren anzuschweißen. In Abhängigkeit von der gewählten Zementgüte und den klimatischen Randbedingungen kann die Stütze bereits nach einem Tag gedreht werden zum Betonieren der zweiten Kammer. Das Drehen der Stütze muß entsprechend vorsichtig und erschütterungs- beziehungsweise stoßfrei erfolgen, um den jungen Beton beziehungsweise den Verbund nicht zu schädigen. Beim Betonieren im Freien ist darauf zu achten, daß die einzelnen Kammern frei von Verunreinigungen sind, welche den Verbund beeinträchtigen. Ebenso ist sicherzustellen, daß sich in den Kammern kein Wasser befindet. Die Tragfähigkeit beziehungsweise die Feuerwiderstandsfähigkeit dieser Stahlverbundstützen wird signifikant von der Bewehrung des Kammerbetons beeinflusst. Die Bewehrungsmenge ist zwangsläufig durch die Kammergröße begrenzt. Bei größeren Walzprofilen kann alternativ zur Stabstahlbewehrung eine Profilstahlverstärkung in der Kammer angeordnet werden, zum Beispiel durch das Anschweißen kleinerer Walzprofile an den Steg. Durch diese Profilkombinationen Walzprofil-Walzprofil lassen sich erhebliche Verbesserungen des Brandverhaltens bei gleichzeitig einfacherer Herstellung realisieren. Dieser Effekt kann zusätzlich verstärkt werden durch eine Komponenten-Optimierung. **Abb. 22** zeigt die Herstellung von viergeschossigen Stützen bestehend aus einem Hauptprofil HE 1000AA in ST 37 mit je Kammer bis zu drei an den Steg angeschweißte Profile HE 100M in ST 52. Die damit erreichte sehr hohe Querschnitts-Tragfähigkeit kann



Abb. 22: I-Verbundstütze – Sonderquerschnitt (Kö-Galerie, Düsseldorf)

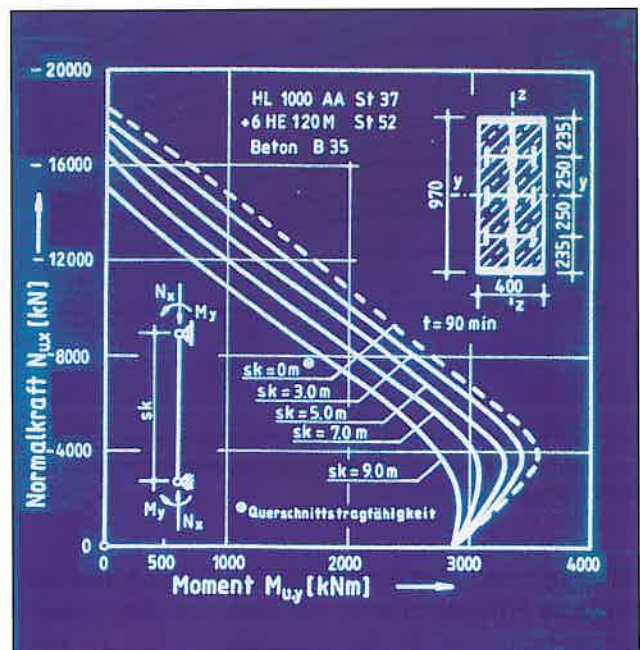


Abb. 22.1: Brandschutztechnisches Bemessungsdiagramm für Stahlverbund-Sonderquerschnitte nach [14] (zu Bild 22)

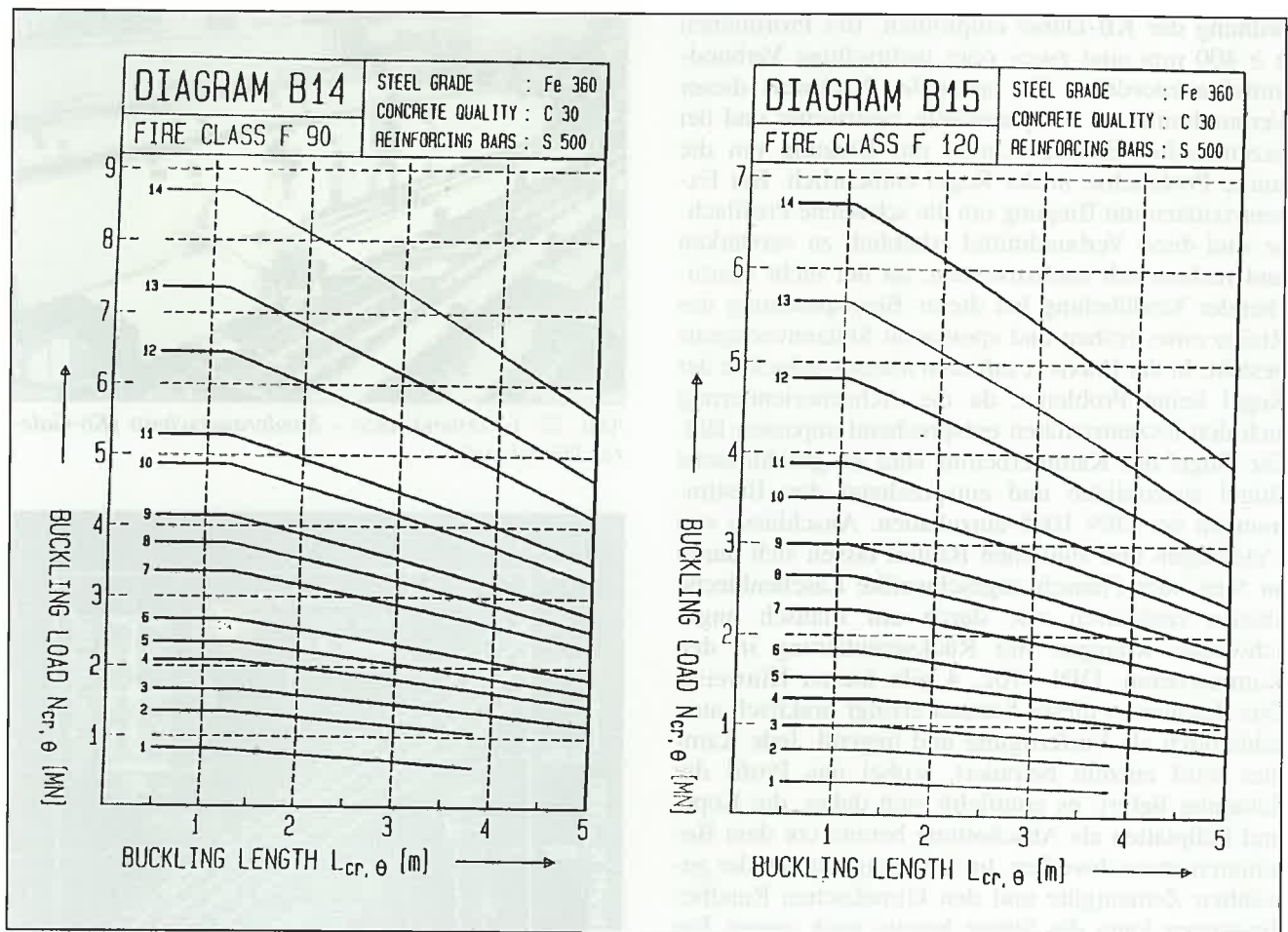
ohne Lastabminderung bis einschließlich F 90 erhalten werden; eine qualifizierte brandschutztechnische Nachweisführung ist für solche Sonderquerschnitte erforderlich.

6 Bemessungsverfahren

Für die brandschutztechnische Bemessung von Stahlverbundstützen stehen verschiedene Verfahren zu Verfügung:

■ Level 1 Verfahren

Dieses Nachweisverfahren benutzt Bemessungstabellen und -Tabellen und erlaubt eine relativ



Anlage 1: Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen
 Bemessungstafel nach [9]

schnelle brandschutztechnische Bemessung. Die verfügbaren Hilfsmittel unterscheiden sich dabei erheblich in Bezug auf die Berücksichtigung von Parameter-Einflüssen. Das Nachweisverfahren der DIN 4102, 4, Ziff. 7.3 baut im wesentlichen auf geometrischen Kriterien des Stützenquerschnitts auf. In Abhängigkeit von vorgegebenen Stufen der Lastausnutzung α erfolgt eine Zuordnung zu den F-Klassen. Das Bemessungsverfahren nach EC 5 ist in etwa identisch mit dem DIN-Nachweisverfahren. In beiden Verfahren wird die Stützenschlankheit nur über die Festlegung der Gebrauchslast im Normalzustand (kalt) berücksichtigt, die zusätzlichen Einflüsse der Schlankheit bei Brandbeanspruchung werden nicht erfaßt. Die Bemessungshilfen nach EGKS berücksichtigen dagegen explizit die Stützenlänge (Anlagen 1–3).

■ Level 2 Verfahren

Bei diesen brandschutztechnischen Nachweisverfahren handelt es sich um rechnerische Näherungsverfahren, die eine explizite Berücksichtigung der stofflichen und geometrischen Parameter erlauben. Die Querschnittserwärmungen und die daraus

resultierenden Veränderungen der Stütztragfähigkeit werden mittels Näherungsverfahren simuliert. (Hinweise zur Formulierung dieser rechnerischen Näherungsverfahren enthält EC 5.)

Von verschiedenen Instituten sind PC-lauffähige Rechenprogramme erarbeitet worden, die einen relativ guten Bedienungskomfort bieten und auch Optimierungsuntersuchungen in kurzer Zeit ermöglichen. Hierbei ist anzustreben, daß solche Programme auch den Regelnachweis nach DIN 18806,1 ordnungsgemäß führen, um eine abgesicherte brandschutztechnische Querschnittsbemessung und Bauteiloptimierung zu ermöglichen (Anlage 4).

■ Level 3 Verfahren

Diese Verfahren simulieren das Erwärmungs-, Verformungs- und Tragverhalten von Stützen bei Brandbeanspruchung in einer wirklichkeitsnahen Form unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der instationären Querschnittserwärmung sowie den physikalischen und geometrischen Nichtlinearitäten. Beliebige geometrische Rand- und Lagerungs-

VERBUNDSTÜTZEN F-30-60-90-120

Profilstahlgüte: ST 52
Kammerbetongüte: B 35
Bewehrungsstahl: 500/550

Profil Bewehrung	Berechnung für	Zul. zentrische Last [kN] (LF HZ) bei einer Knicklänge [m]							
		2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00
HE 240 AA 4 ϕ 20. n1 = 4 n2 = 0	Profil	1171.	1073.	972.	870.	773.	684.	604.	535.
	Verbund	2074.	1915.	1749.	1580.	1415.	1261.	1121.	997.
	F- 30	1452.	1341.	1224.	1106.	991.	883.	785.	698.
	F- 60	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
	F- 90	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
HE 260 AA 4 ϕ 20. n1 = 4 n2 = 0	Profil	1378.	1278.	1173.	1066.	960.	859.	767.	684.
	Verbund	2421.	2262.	2095.	1922.	1749.	1580.	1422.	1278.
	F- 30	2421.	2262.	2095.	1922.	1749.	1580.	1422.	1278.
	F- 60	968.	905.	838.	769.	699.	632.	569.	511.
	F- 90	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
HE 280 AA 4 ϕ 25. n1 = 4 n2 = 0	Profil	1599.	1496.	1388.	1276.	1163.	1053.	950.	855.
	Verbund	2981.	2809.	2627.	2438.	2244.	2052.	1867.	1693.
	F- 30	2981.	2809.	2627.	2438.	2244.	2052.	1867.	1693.
	F- 60	1192.	1123.	1051.	975.	898.	821.	747.	677.
	F- 90	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
HE 300 AA 4 ϕ 25. n1 = 4 n2 = 0	Profil	1856.	1748.	1635.	1517.	1396.	1276.	1160.	1052.
	Verbund	3396.	3221.	3038.	2846.	2648.	2447.	2249.	2059.
	F- 30	3396.	3221.	3038.	2846.	2648.	2447.	2249.	2059.
	F- 60	3396.	3221.	3038.	2846.	2648.	2447.	2249.	2059.
	F- 90	2377.	2255.	2127.	1992.	1853.	1713.	1574.	1441.
HE 320 AA 4 ϕ 25. n1 = 4 n2 = 0	Profil	1970.	1854.	1732.	1605.	1476.	1348.	1224.	1109.
	Verbund	3574.	3389.	3195.	2992.	2783.	2571.	2362.	2161.
	F- 30	3574.	3389.	3195.	2992.	2783.	2571.	2362.	2161.
	F- 60	3574.	3389.	3195.	2992.	2783.	2571.	2362.	2161.
	F- 90	2502.	2373.	2237.	2095.	1948.	1800.	1653.	1513.
HE 340 AA 8 ϕ 20. n1 = 8 n2 = 0	Profil	2088.	1964.	1833.	1697.	1558.	1421.	1290.	1167.
	Verbund	3915.	3711.	3497.	3273.	3042.	2808.	2579.	2358.
	F- 30	3915.	3711.	3497.	3273.	3042.	2808.	2579.	2358.
	F- 60	3915.	3711.	3497.	3273.	3042.	2808.	2579.	2358.
	F- 90	2740.	2598.	2448.	2291.	2129.	1966.	1805.	1651.
HE 360 AA 8 ϕ 20. n1 = 8 n2 = 0	Profil	2210.	2077.	1937.	1790.	1642.	1496.	1356.	1225.
	Verbund	4104.	3890.	3664.	3428.	3185.	2939.	2697.	2466.
	F- 30	4104.	3890.	3664.	3428.	3185.	2939.	2697.	2466.
	F- 60	4104.	3890.	3664.	3428.	3185.	2939.	2697.	2466.
	F- 90	2873.	2723.	2565.	2400.	2229.	2057.	1888.	1726.
HE 400 AA 8 ϕ 20. n1 = 8 n2 = 0	Profil	2538.	2419.	2286.	2137.	1975.	1806.	1638.	1478.
	Verbund	4468.	4233.	3986.	3728.	3462.	3193.	2930.	2677.
	F- 30	4468.	4233.	3986.	3728.	3462.	3193.	2930.	2677.
	F- 60	4468.	4233.	3986.	3728.	3462.	3193.	2930.	2677.
	F- 90	3127.	2963.	2790.	2610.	2423.	2235.	2051.	1874.
HE 450 AA 8 ϕ 20. n1 = 8 n2 = 0	Profil	2728.	2596.	2447.	2280.	2100.	1914.	1730.	1556.
	Verbund	4822.	4567.	4298.	4017.	3727.	3435.	3149.	2876.
	F- 30	4822.	4567.	4298.	4017.	3727.	3435.	3149.	2876.
	F- 60	4822.	4567.	4298.	4017.	3727.	3435.	3149.	2876.
	F- 90	3376.	3197.	3009.	2812.	2609.	2405.	2204.	2013.
F-120	1929.	1827.	1719.	1607.	1491.	1374.	1260.	1150.	

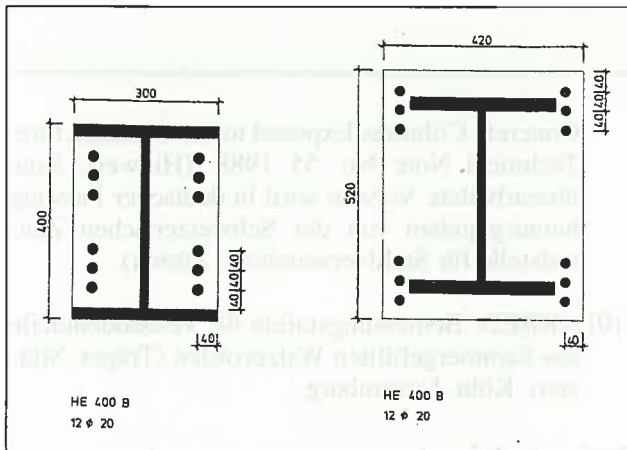
Anlage 2: Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen (Kammerbeton)
Bemessungstafel nach [10]

EINBETONIERTER VERBUNDSTÜTZEN

Profilstahlgüte: St 52
 Betongüte : B 35
 Bewehrung: 0 % :

Abmessungen B x D	Profil	Zul. zentrische Last [kN] (LP H) bei einer Knicklänge [m]								
		2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	
260x260	HE 160 M	2186.	1986.	1780.	1578.	1388.	1218.	1070.	942.	
	HE 180 AA	1308.	1215.	1118.	1017.	918.	824.	736.	658.	
	HE 180 A	1441.	1335.	1223.	1109.	997.	891.	794.	708.	
	DIL 180	1683.	1554.	1419.	1282.	1148.	1023.	909.	808.	
	HE 180 B	1744.	1605.	1460.	1314.	1172.	1041.	923.	819.	
300x300	HE 180 M	2822.	2622.	2413.	2197.	1984.	1780.	1592.	1423.	
	HE 200 A	1899.	1789.	1672.	1551.	1427.	1304.	1186.	1075.	
	DIL 200	2214.	2080.	1938.	1791.	1641.	1494.	1353.	1223.	
	HE 200 B	2289.	2146.	1994.	1838.	1679.	1524.	1377.	1241.	
	HE 200 M	3144.	2929.	2702.	2469.	2236.	2013.	1805.	1617.	
	HD 210°210°46	1973.	1858.	1737.	1610.	1481.	1352.	1229.	1114.	
	HD 210°210°52	2105.	1979.	1846.	1708.	1567.	1428.	1295.	1171.	
	HD 210°210°59	2238.	2101.	1956.	1806.	1654.	1504.	1362.	1229.	
	HD 210°210°71	2506.	2348.	2181.	2008.	1833.	1662.	1500.	1351.	
	350x350	HE 200 M	3632.	3434.	3226.	3008.	2784.	2559.	2340.	2132.
HD 210°210°87		3301.	3129.	2948.	2759.	2563.	2366.	2172.	1986.	
HD 210°210°100		3583.	3391.	3189.	2977.	2760.	2541.	2327.	2122.	
HD 210°210°118		3965.	3745.	3514.	3272.	3024.	2776.	2535.	2307.	
HD 210°210°138		4369.	4120.	3858.	3584.	3304.	3025.	2755.	2501.	
HD 210°210°161		4856.	4572.	4273.	3961.	3642.	3327.	3023.	2739.	
HD 260°260°73		3038.	2898.	2751.	2598.	2438.	2274.	2110.	1949.	
HD 260°260°80		3196.	3047.	2890.	2727.	2557.	2383.	2209.	2039.	
HD 260°260°89		3399.	3239.	3070.	2894.	2711.	2525.	2338.	2155.	
HD 260°260°101		3658.	3481.	3295.	3101.	2900.	2695.	2491.	2292.	
400x400		HD 210°210°198	5954.	5668.	5367.	5053.	4727.	4394.	4063.	3740.
		HD 210°210°249	6996.	6647.	6281.	5898.	5502.	5099.	4700.	4314.
		HD 260°260°73	3553.	3417.	3276.	3129.	2977.	2818.	2656.	2493.
	HD 260°260°80	3713.	3569.	3419.	3264.	3101.	2934.	2762.	2589.	
	HD 260°260°89	3920.	3765.	3604.	3437.	3263.	3082.	2898.	2713.	
	HD 260°260°101	4184.	4014.	3838.	3654.	3463.	3265.	3064.	2862.	
	HD 260°260°115	4503.	4316.	4121.	3918.	3707.	3489.	3267.	3046.	
	HD 260°260°131	4853.	4647.	4433.	4210.	3977.	3737.	3494.	3251.	
	HD 260°260°149	5254.	5027.	4791.	4544.	4287.	4022.	3754.	3488.	
	HD 260°260°167	5650.	5401.	5142.	4871.	4588.	4298.	4005.	3715.	
	HD 260°260°191	6192.	5914.	5624.	5320.	5004.	4680.	4353.	4031.	
	HD 260°260°219	6492.	6208.	5910.	5600.	5277.	4944.	4609.	4276.	
	450x450	HD 260°260°149	5865.	5648.	5425.	5194.	4953.	4703.	4446.	4186.
		HD 260°260°167	6267.	6030.	5786.	5532.	5268.	4994.	4714.	4430.
HD 260°260°191		6816.	6552.	6279.	5995.	5700.	5393.	5080.	4764.	
HD 260°260°219		7111.	6839.	6558.	6265.	5961.	5645.	5322.	4995.	
HD 260°260°252		7809.	7504.	7189.	6860.	6518.	6164.	5802.	5437.	
HD 260°260°288		8575.	8235.	7882.	7514.	7131.	6735.	6331.	5924.	
HD 260°260°329		9454.	9073.	8678.	8267.	7838.	7395.	6944.	6490.	
HD 310°310°97		4723.	4569.	4411.	4249.	4080.	3906.	3725.	3541.	
HD 310°310°107		4946.	4783.	4615.	4442.	4263.	4077.	3885.	3689.	
HD 310°310°117		5170.	4997.	4819.	4636.	4446.	4248.	4045.	3837.	
HD 310°310°130		5476.	5289.	5097.	4899.	4694.	4481.	4261.	4037.	
HD 310°310°143		5782.	5582.	5377.	5165.	4945.	4717.	4481.	4241.	
HD 310°310°158		6123.	5908.	5688.	5459.	5222.	4975.	4722.	4463.	
HD 310°310°179		6617.	6381.	6138.	5886.	5624.	5352.	5073.	4788.	
HD 310°310°202		7139.	6881.	6614.	6338.	6050.	5752.	5446.	5134.	

Anlage 3: Verbundstützen aus vollständig ausbetonierten Stahlprofilen
 Bemessungstafel nach [10]



Anlage 4: Traglast und F90-Nachweis für Verbundstützen aus betongefüllten Stahlprofilen mittels PC-Rechenprogramm PROST nach [14]

bedingungen lassen sich berücksichtigen. Der Übergang vom Normbrand hin zu natürlichen Bränden ist gleichfalls möglich.

Diese komplexen Rechenprogramme sind in der Regel für die Standardaufgaben der Ingenieurpraxis zu aufwendig. In Sonderfällen, bei komplexen Fragestellungen, wie z. B. Gesamttragwerks-Analysen oder erhöhten Sicherheitsanforderungen sind diese Rechenverfahren ein notwendiges Instrumentarium. Die in den Kapiteln 3-5 erwähnten Querschnittsopti-

mierungen lassen sich gleichfalls nur mit diesen genauen Nachweisverfahren durchführen (Abb. 22.1).

Lastannahmen

Entsprechend den Erläuterungen nach Pkt. 2 (vergl. auch Abb. 8) kann eine Steigerung des Versagenszeitpunktes durch Übermessung erreicht werden. Dies führt in der Regel zu wirtschaftlich nicht optimalen Lösungen. Das probabilistisch orientierte EC-Bemessungskonzept erlaubt die Anwendung von Lastkombinationen, womit der gewünschte Effekt bei uneingeschränkter Wirtschaftlichkeit erreicht wird. Im Gegensatz zum DIN-Bemessungskonzept wird die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Eintretens der Extremlasten Wind und Schnee im Katastrophenfall Brand berücksichtigt. Die im Brandfall wirksame Belastung S berechnet sich danach zu

$$S_1 = 1,0 \times G + \psi_0 \times Q_1 + \psi_1 \times Q_2 + \psi_2 \times Q_3$$

$$S_2 = 1,0 \times G + \psi_0 \times Q_1 + \psi_2 \times Q_2 + \psi_1 \times Q_3$$

$$S = \max S_i$$

G = Eigengewicht

Q_1 = Verkehrslast

Q_2 = Windlast

Q_3 = Schneelast

ψ_i = nach **Tafel 1**

Tafel 1: Lastkombinationsbeiwerte ψ für brandschutztechnische Nachweise nach EC 5 (NAD)

Einwirkung	Kombinationsbeiwert		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
1	2	3	4
Verkehrslast auf Decken			
- Wohnräume; Büroräume; Verkaufsräume bis 50 m ² ; Flure; Balkone; Räume in Krankenhäusern	0,7	0,5	0,3
- Versammlungsräume; Garagen und Parkhäuser; Turnhallen; Tribünen; Flure in Lehrgebäuden; Büchereien; Archive	0,8	0,8	0,5
- Ausstellungs- und Verkaufsräume; Geschäfts- und Warenräume	0,8	0,8	0,8
Windlasten	0,6	0,5	0
Schneelasten	0,7	0,2	0
alle anderen Einwirkungen	0,8	0,7	0,5

7 Literatur

Grundlagen

- [1] DIN 18806 Verbundkonstruktion, Teil 1: Verbundstützen.
- [2] Klingsch, W.: Grundlagen der brandschutztechnischen Auslegung und Beurteilung von Verbundstützen. Bauphysik 4/1981, Ernst & Sohn.
- [3] Hass, R., Meyer-Ottens, C., Quast, U.: Verbundbau-Brandschutz-Handbuch, 1989, Ernst & Sohn.
- [4] Klingsch, W., Bode, H.-G., Finsterle, A.: Brandverhalten von Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Walzprofilen, Bauingenieur 59, 1984.
- [5] Klingsch, W., Würker, K.-G., Martin-Bullmann, R.: Brandverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen, Stahlbau, 1984.
- [6] Klingsch, W.: Feuerwiderstandsdauer neuzeitlicher Stahl-Verbundkonstruktionen; VDI Berichte Nr. 983, 1992.

Bemessungshilfen

- [7] DIN 4102, Teil 4, Ziff. 7 (03/1994)
- [8] Klingsch, W., Wittbecker, F.-W.: Brandverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen mit kleinem Querschnitt. Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal, 1996.
- [9] Europäische Konvention für Stahlbau EKS/ECCS-TC 3: Calculation of the Fire Resistance of Centrally Loaded Composite Steel-

Concrete Columns Exposed to the Standard Fire. Technical Note No. 55 1988. (Hinweis: Eine überarbeitete Version wird in deutscher Fassung herausgegeben von der Schweizerischen Zentralstelle für Stahlverwendung, Zürich).

- [10] ARBED: Bemessungstabellen für Verbundbauteile aus kammergefüllten Walzprofilen (Träger, Stützen). Köln, Luxemburg.

Rechenverfahren

- [11] Klingsch, W., Muess, H., Wittbecker, F.-W.: Ein baupraktisches Näherungsverfahren für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen. Bauingenieur 63, H1, 1988.
- [12] Quast, U., Hass, R., Rudolph, K.: STABA-F, Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, 1984.
- [13] Schleich, J.B.: CEFICOSS, A Computer Program for the Fire Engineering of Steel Structures. United Nations Seminar, Luxembourg, 1988.
- [14] Klingsch, W., Wittbecker, F.W.: PROST-IN-TAKT-ENSA: Rechenprogramme zur Berechnung stabförmiger Bauteile und Tragwerke bei beliebiger Brandbeanspruchung. Lehrstuhl für Baustofftechnologie und Brandschutz, Bergische Universität Wuppertal, 1985.

8 Anlagen

Auszüge aus Bemessungshilfen

Level 1:

- Anlage 1 nach [9]
- Anlage 2 nach [10]
- Anlage 3 nach [10]
- Anlage 4 nach [14]
- Anlage 5 nach [9]
- Anlage 6 nach [9]

Level 2:

- Anlage 7 nach [8]

Level 3:

- Abb. 22.1 nach [14]

=====

PROGRAMMSYSTEM PROST 2.0

STAHLVERBUNDSTÜTZE - EINBETONIERTES WALZPROFIL

BEISPIEL

=====

Traglastberechnung nach DIN 18806

***** SYSTEMWERTE *****

	um y-Achse	um z-Achse
Knicklänge unverschiebl.	3000.mm	3000.mm
Ausmitte oben	0.mm	0.mm
Ausmitte unten	0.mm	0.mm

***** QUERSCHNITTSWERTE *****

Außenabmessungen: b * d = 300.0 * 400.0 mm

	Fläche (cm ²)	Trägheitsmoment (cm ⁴)	
		um y-Achse	um z-Achse
Beton	964.3	96489.2	74618.4
Stahlprofil	198.0	57680.0	10820.0
Betonstahl	37.7	5830.8	4561.6

***** STOFFWERTE *****

Anteil der kriecherzeugenden Dauerlast: 50%

Beton:	Würfelfestigkeit	45.0 N/mm ²
	Rechenfestigkeit	27.0 N/mm ²
	E-Modul nach Roik	22500.0 N/mm ²
Stahlprofil:	Streckgrenze	360.0 N/mm ²
	E-Modul	210000.0 N/mm ²
Betonstahl:	Streckgrenze	420.0 N/mm ²
	E-Modul	210000.0 N/mm ²

***** BETONÜBERDECKUNGEN *****

	in z-Richtung		in y-Richtung	
				mm
Stahlprofil	.0		.0	mm
Bewehrungsstahl:				
4 Durchmesser 20.0	40.0		40.0	mm
4 Durchmesser 20.0	80.0		40.0	mm
4 Durchmesser 20.0	120.0		40.0	mm
0 Durchmesser 25.0	.0		.0	mm
0 Durchmesser .0	.0		.0	mm

A C H T U N G BEWEHRUNGSANTEIL : 3.8 % UNZULÄSSIG


```
=====
PROGRAMMSYSTEM PROST 2.0
```

```
STAHLVERBUNDSTUETZE - KAMMERAUSBET. WALZPROFIL
```

```
BEISPIEL
```

```
8=====
```

```
F-90 Traglastberechnung (zentrisch)
```

```
Grenzen des Naeherungsverfahrens:
```

```
10   <=  U/A   <= 17   (m-1)
3 %   <=  MUE   <= 6 %
```

```
***** KENNWERTE *****
```

```
Profilmassigkeit  U/A      11.7 (m-1)
Bewehrungsgrad    3.7 (%)
```

```
Steifigkeit ( E * I )w,90      11768.1 (KNm2)
Plastische Normalkraft Npl,90  5047.0 (KN)
```

```
***** ZENTRISCHE F90 - TRAGLASTEN *****
```

```
=====
!
! KNICKLAENGE           3000. (mm)
! TRAGLAST (90.min.)   2935. (KN)
!
! KNICKLAENGE           2100. (mm)
! TRAGLAST (90.min.)   3773. (KN)
!
=====
```

Anlage 4.3

=====
 P R O G R A M M S Y S T E M P R O S T 2.0
 =====

 STAHLVERBUNDSTÜTZE - EINBETONIERTES WALZPROFIL
 =====

BEISPIEL

 =====
 Traglastberechnung nach DIN 18806

***** SYSTEMWERTE *****

	um y-Achse	um z-Achse
Knicklänge unverschiebl.	3000.mm	3000.mm
Ausmitte oben	0.mm	0.mm
Ausmitte unten	0.mm	0.mm

***** QUERSCHNITTSWERTE *****

Außenabmessungen: b * d = 420.0 * 520.0 mm

	Fläche (cm ²)	Trägheitsmoment (cm ⁴)	
		um y-Achse	um z-Achse
Beton	1948.3	421831.4	299333.0
Stahlprofil	198.0	57680.0	10820.0
Betonstahl	37.7	12616.6	10895.0

***** STOFFWERTE *****

Anteil der kriecherzeugenden Dauerlast: 50%

Beton:	Würfelfestigkeit	45.0 N/mm ²
	Rechenfestigkeit	27.0 N/mm ²
	E-Modul nach Roik	22500.0 N/mm ²
Stahlprofil:	Streckgrenze	360.0 N/mm ²
	E-Modul	210000.0 N/mm ²
Betonstahl:	Streckgrenze	420.0 N/mm ²
	E-Modul	210000.0 N/mm ²

***** BETONÜBERDECKUNGEN *****

	in z-Richtung	in y-Richtung
Stahlprofil	60.0	60.0 mm
Bewehrungsstahl:		
4 Durchmesser 20.0	40.0	40.0 mm
4 Durchmesser 20.0	80.0	40.0 mm
4 Durchmesser 20.0	120.0	40.0 mm
0 Durchmesser 25.0	.0	.0 mm
0 Durchmesser .0	.0	.0 mm

Bewehrungsanteil : 1.9 %

=====

PROGRAMMSYSTEM PROST 2.0

STAHLVERBUNDSTÜTZE - EINBETONIERTES WALZPROFIL

BEISPIEL

=====

Traglastberechnung nach DIN 18806

***** IDEELLE STEIFIGKEITEN *****

	um y-Achse	um z-Achse
(E * I) _w =	244820.5	112951.5 KNm ²

***** VOLLPLASTISCHE QUERSCHNITTSWERTE *****

Plastische Normalkraft N_{pl} = 13971.8KN

	um die y-Achse	um die z-Achse
Plastisches Moment	1611.6	937.4 KNm
Plastische Querkraft	1791.2	2993.0 KN

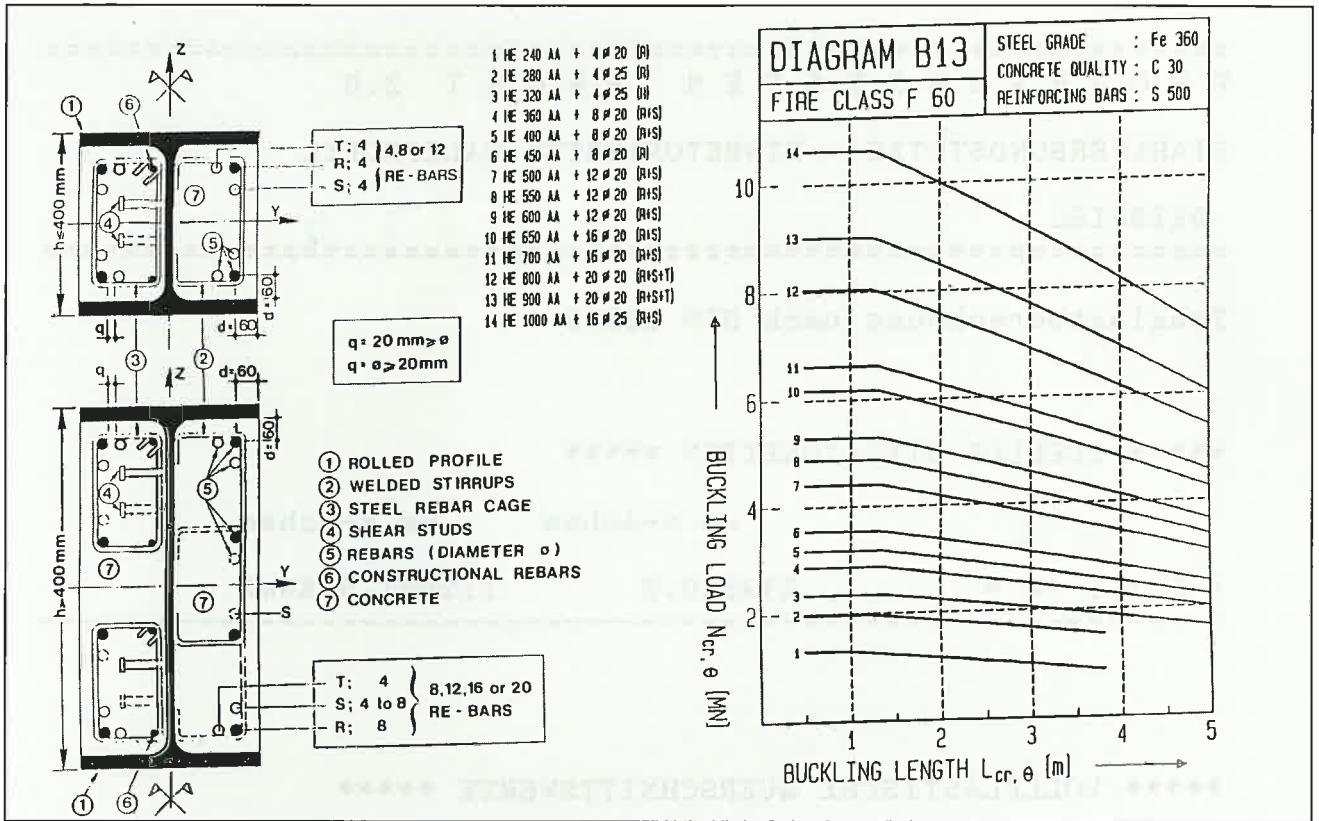
***** TRAGLASTEN *****

	um y-Achse	um z-Achse
Ideelle Knicklast	268475.8	123865.2 KN
zentr. Traglast	13832.3	13004.5 KN

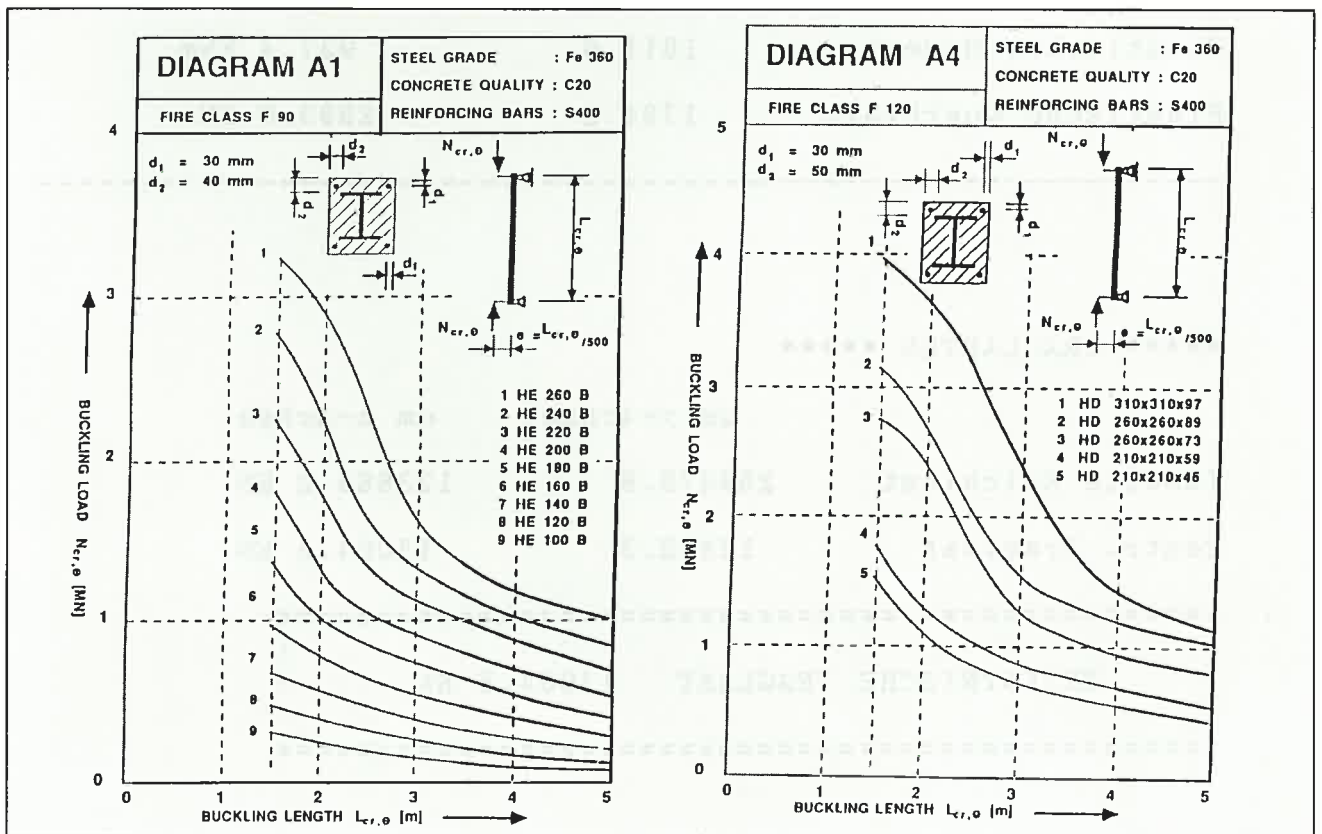
=====

EXZENTRISCHE TRAGLAST	13004.5 KN
-----------------------	------------

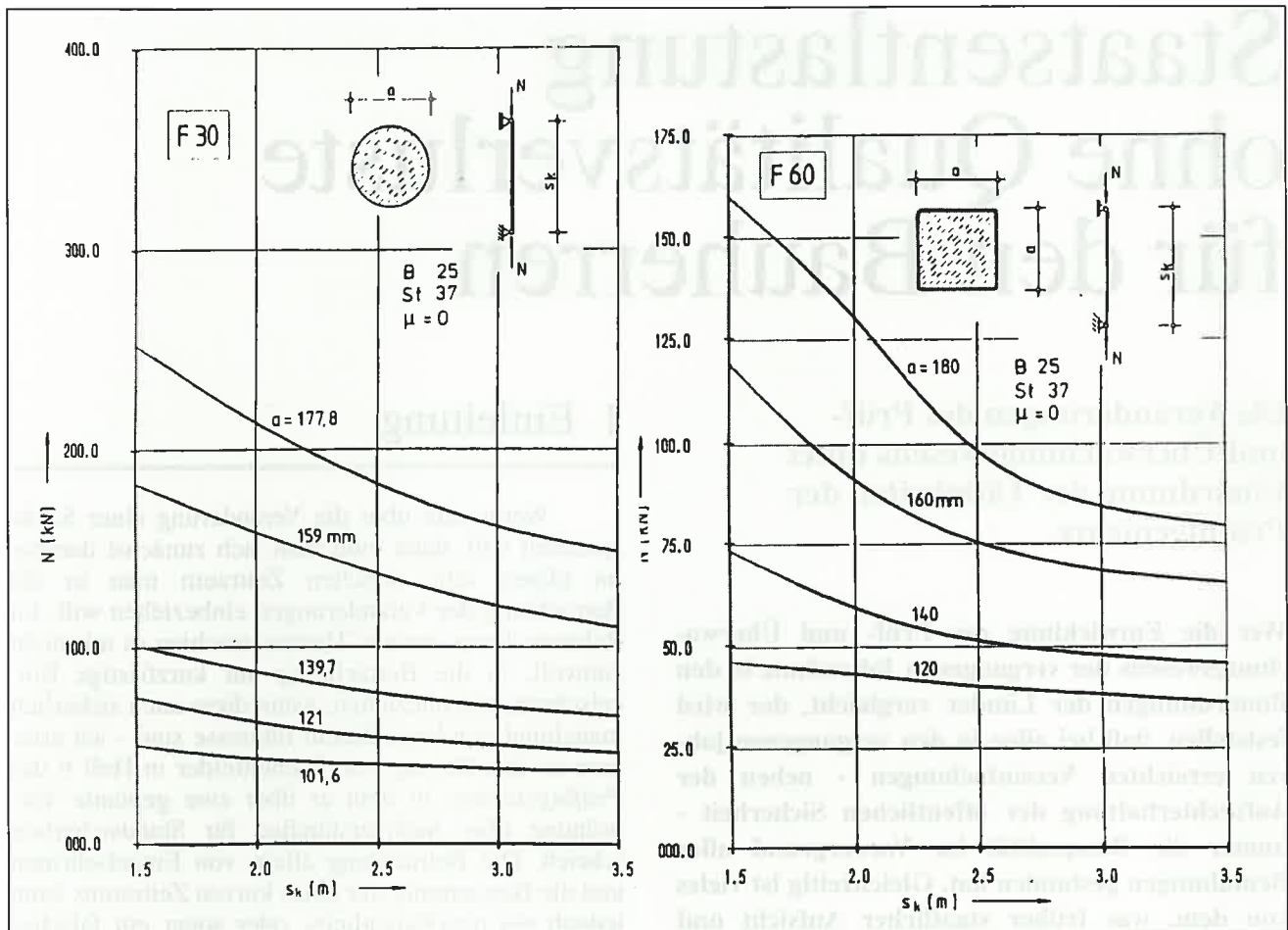
=====



Anlage 5: Verbundstützen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen (Kammerbeton)
 Bemessungstafel nach [9]



Anlage 6: Verbundstützen aus vollständig ausbetonierten Stahlprofilen
 Bemessungstafel nach [9]



Anlage 7: Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen
Bemessungstafel nach [8]

Staatsentlastung ohne Qualitätsverluste für den Bauherren

Die Veränderungen des Prüf- und Überwachungswesens unter Einordnung der Tätigkeiten der Prüffingenieure

Wer die Entwicklung des Prüf- und Überwachungswesens der vergangenen Jahrzehnte in den Bauordnungen der Länder vergleicht, der wird feststellen, daß bei allen in den vergangenen Jahren erreichten Vereinfachungen - neben der Aufrechterhaltung der öffentlichen Sicherheit - immer die Bauqualität im Vordergrund aller Bemühungen gestanden hat. Gleichzeitig ist vieles von dem, was früher staatlicher Aufsicht und Pflichtwahrnehmung oblag, peu à peu auf die Prüffingenieure und auf private Sachverständige verlagert worden. Der folgende Beitrag zeigt, daß diese Tendenz beileibe nicht zu Ende ist.

**Prof. Dr.-Ing.
Hans-Gerd Meyer**



studierte von 1952 bis 1958 an der Technischen Hochschule Hannover Bauingenieurwesen. Von 1958 bis 1964 war er dort Assistent am Lehrstuhl für Baustoffkunde und danach Regierungsrat in der Amtlichen Materialprüfanstalt für Bauwesen beim Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover. 1968 promovierte er an der TU Hannover.

1969 trat er in den Dienst des Instituts für Bautechnik, wo er zunächst die Abteilung Ingenieurbau II leitete. 1983 wurde Dr. Meyer Vizepräsident, 1991 Präsident des jetzigen Deutschen Instituts für Bautechnik; 1974 wurde Dr. Meyer zum Honorarprofessor an der Universität Hannover ernannt.

1 Einleitung

Wenn man über die Veränderung einer Sache sprechen will, dann muß man sich zunächst darüber im klaren sein, welchen Zeitraum man in die Betrachtung der Veränderungen einbeziehen will. Im Rahmen dieses meines Themas erschien es mir nicht sinnvoll, in die Betrachtung nur kurzfristige Einzelschritte einzubeziehen, wenn diese auch sicherlich manchmal von besonderem Interesse sind - ich erinnere an den Beitrag von Eschenfelder in Heft 6 des *Prüffingenieurs*, in dem er über eine geplante Verordnung über Sachverständige für Standsicherheit schrieb. Die Betrachtung allein von Einzelschritten und die Betrachtung nur eines kurzen Zeitraums kann jedoch ein unvollständiges, oder sogar ein falsches Bild ergeben.

Als Ausgangspunkt meiner Betrachtung habe ich mir daher einen Vortrag genommen, den ich im Juni 1982 in Wiesbaden gehalten habe mit dem Thema „Die Stellung der Überwachung im bauaufsichtlichen Sicherheitskonzept“ [1].

Dieser Vortrag basierte auf der Musterbauordnung in der Fassung 1981 [2] und entsprach etwa dem Stand der damaligen Landesbauordnungen.

Im folgenden werde ich nun die Entwicklung von der Musterbauordnung 1981 zur Musterbauordnung 1993 [3] betrachten, dann aber auch einbeziehen, was die aufgrund der Musterbauordnung 1993 in den Jahren 1994 und 1995 erlassenen Landesbauordnungen an Veränderungen brachten, und insbesondere auch betrachten, welchen Einfluß bestehende oder in Vorbereitung befindliche europäische Richtlinien auf die betrachteten Vorgänge haben können.

Bei meinem Vortrag 1982 hatte ich, um das Gesamtsystem des bauaufsichtlichen Sicherheitskonzeptes darstellen zu können, die Bereiche

ist, Aufgaben loszuwerden und Stellen hier einsparen zu können.

Wenn wir jedoch keine Sicherheitseinbußen durch die Zurücknahme der öffentlichen Kontrollen hinnehmen wollen, ist diese Tendenz nur vertretbar, wenn die Eigenkontrolle und die Eigenverantwortung wieder erheblich mehr in den Vordergrund treten und wirklich konsequent durchgeführt werden.“

Im folgenden werde ich versuchen, die zwischenzeitliche Entwicklung in den Einzelbereichen aufzuzeigen, die wiederum in einem Kreis (Abb. 2) dargestellt werden kann.

2 Planung und Entwurf

Zu diesem Bereich gehört eigentlich auch der Bereich Konstruktion und Bemessung, den ich aber wegen der besonderen Bedeutung für das mir gestellte Thema getrennt behandeln möchte.

2.1 Bauvorlageberechtigung

Für den Bereich Planung und Entwurf ist der Entwurfsverfasser gemäß den Bauordnungen zuständig. Im entsprechenden Paragraphen der Landesbauordnungen wird herausgestellt, daß der Entwurfsverfasser nicht nur für seinen Entwurf verantwortlich ist, sondern auch, daß der Entwurf den öffentlich-rechtlichen Vorschriften entsprechen muß. Nur hieraus ist zu verstehen, daß an den Entwurfsverfasser daher auch öffentlich-rechtlich besondere Anforderungen gestellt werden. Die Bauordnungen sehen hierfür die Bauvorlageberechtigung vor, die Anforderungen an die Qualifikation des Entwurfsverfassers stellt. Die beschränkende Bauvorlageberechtigung auf einen bestimmten, qualifizierten Kreis ist eine Überwachungsmaßnahme im bauaufsichtlichen Sicherheitskonzept.

Die Bestimmungen für die Bauvorlageberechtigung haben sich im betrachteten Zeitraum kaum verändert. Für Bauingenieure ist in allen Fällen immer die Bauvorlageberechtigung enthalten gewesen, wobei im Betrachtungszeitraum die Kammerpflicht der Bauingenieure allerdings hinzugekommen ist, was man durchaus als eine verschärfende Maßnahme ansehen kann, wenn die Kammern ihren Aufgaben gerecht werden.

In den neuen Landesbauordnungen sind dann gewisse Besitzstandswahrungen aufgenommen worden für eingeschränkte Bereiche und auch eine Regelung, nach der Entwurfsverfasser aus anderen

Mitgliedstaaten der Europäischen Union in Deutschland eine Bauvorlageberechtigung haben.

2.2 Baugenehmigung

Trotz dieser Auflagen für den Entwurfsverfasser sehen die Landesbauordnungen eine weitergehende Kontrollmaßnahme vor, nämlich die Baugenehmigung durch die Bauaufsichtsbehörden. Im Baugenehmigungsverfahren wird der Entwurf von einer unabhängigen Behörde und den von ihr eingeschalteten Sachverständigen auf die Einhaltung der öffentlich-rechtlichen Vorschriften nochmals geprüft.

2.2.1 Genehmigungsfreiheit

Für untergeordnete Bauvorhaben, bei denen nicht mit einer erheblichen Gefährdung der öffentlichen Sicherheit oder Ordnung gerechnet wird, wird im Gesetz von dieser Genehmigung abgesehen. Alle Landesbauordnungen enthalten eine Liste über genehmigungsfreie Vorhaben. Soweit Gebäude betroffen sind, seien hier einige Beispiele dargestellt:

So sah die Musterbauordnung von 1981 vor, daß Gebäude ohne Aufenthaltsräume, Toiletten und Feuerstätten bis zu 30 Kubikmeter umbauten Raums genehmigungsfrei waren; die Musterbauordnung von 1993 hat dieses sogar verschärft auf 15 Kubikmeter, im Außenbereich auf sechs Kubikmeter. Die Landesbauordnungen bewegen sich etwa in diesem Rahmen. Hier handelt es sich also meistens um Schuppen, Ställe und dergleichen. Genehmigungsfrei sind auch landwirtschaftlich oder forstwirtschaftlich genutzte Gebäude, die nur zum vorübergehenden Schutz von Pflanzen und Tieren gedacht sind: nach Musterbauordnung 1981 mit maximal vier Metern Firsthöhe. Ähnliche Regelungen enthalten auch die neuen Landesbauordnungen. Hier ist also keine Veränderung zu verzeichnen.

Betrachtet werden kann auch noch die Genehmigungsfreiheit von baulichen Änderungen von tragenden oder aussteifenden Bauteilen; in Wohngebäuden und Wohnungen sind diese nach der Musterbauordnung von 1981 genehmigungsfrei, die Musterbauordnung 1993 stellt etwas sinnvoller nur die „geringfügige“, die Standsicherheit nicht berührende Änderung tragender Bauteile innerhalb von Gebäuden, also nicht nur Wohngebäuden, frei, während sie bei der nicht geringfügigen Änderung dieser Bauteile eine Bescheinigung eines Sachkundigen für den Bauherrn verlangt. In den Landesbauordnungen selber haben hier die Länder unterschiedliche Regelungen getroffen, die teilweise etwas mehr auf die statisch-konstruktive Bedeutung

der Bauteile und auch auf die brandschutztechnischen Forderungen, die an solche Bauteile gestellt werden, eingehen.

2.2.2 Vereinfachtes Genehmigungsverfahren

Neben dem Katalog der baugenehmigungsfreien Vorhaben sieht die Musterbauordnung 1993 nun ein neues Instrument vor, nämlich das vereinfachte Genehmigungsverfahren, das im wesentlichen darin besteht, daß für Wohngebäude mit geringer Höhe und andere eingeschossige Gebäude oder landwirtschaftliche Betriebsgebäude mit beschränkter Grundfläche bautechnische Nachweise nicht mehr geprüft zu werden brauchen, soweit die Standsicherheitsnachweise und die Nachweise des Schall- und Wärmeschutzes von Personen aufgestellt sind, die die Berufsbezeichnung „Architekt“ oder „Ingenieur“ führen dürfen und bei Ingenieuren eine zweijährige Berufserfahrung vorliegt.

Bei der Beratung der Musterbauordnung war man sich schon darüber im klaren, daß das vereinfachte Baugenehmigungsverfahren nicht auf die in der Musterbauordnung 1993 angeführten Tatbestände beschränkt bleiben könnte. Man hat daher im Paragraphen 81 der Musterbauordnung vorgesehen, daß eine Ausweitung dieser Verfahren durch Rechtsverordnung erfolgen könnte. Diese Gesetzesvorschrift ermächtigt die Oberste Bauaufsichtsbehörde, zur Vereinfachung, Erleichterung oder Beschleunigung des bauaufsichtlichen Verfahrens oder zur Entlastung der Bauaufsichtsbehörden durch Rechtsvorschriften Vorschriften zu erlassen über

- weitere oder weitergehende Ausnahmen von der Genehmigungspflicht,
- Veränderung des Baugenehmigungsverfahrens,
- den vollständigen oder teilweisen Wegfall der bautechnischen Prüfung,
- die Übertragung von Prüfaufgaben der Bauaufsichtsbehörde, einschließlich der Bauüberwachung auf Sachverständige oder sachverständige Stellen.

Die Formulierung dieser Rechtsvorschrift zielt nur auf Vereinfachung, Erleichterung, Beschleunigung usw. des Verfahrens ab. Sie überläßt es den Obersten Bauaufsichtsbehörden, hier die aus Sicherheitsgründen notwendigen Grenzen einzuhalten.

Der Wegfall der Prüfung bestimmter Anforderungen im Baugenehmigungsverfahren oder die Einschränkung der Bauüberwachung in einem vereinfachten Verfahren werden durch den niedersächsischen Gesetzgeber sinnvollerweise eingeschränkt und ist nur zulässig, soweit „Gefahren für Leben oder

Gesundheit nicht zu erwarten sind, oder Verantwortliche nach Paragraph 57 (Bauherr), Paragraph 58 (Entwurfsverfasser) oder Paragraph 59 (Unternehmer) die Gewähr dafür bieten, daß das öffentliche Baurecht eingehalten wird“.

Dieses vereinfachte Baugenehmigungsverfahren, das in der Musterbauordnung 1993 angedacht war, wurde in den Landesbauordnungen nun sowohl nach der rechtlichen Konstruktion als auch nach dem Ausmaß sehr unterschiedlich umgesetzt.

Statt des Instruments des „vereinfachten Baugenehmigungsverfahrens“ wurden in einigen Ländern auch andere Verfahren, zum Beispiel Bauanzeigeverfahren, Genehmigungsfreistellung, Kenntnisgabeverfahren und ähnliches eingeführt, und mit den damit verbundenen anderen rechtlichen Konsequenzen und Fiktionen. Teilweise werden die Verfahren in Verordnungen umgesetzt, teilweise sind sie in den Landesbauordnungen direkt enthalten.

Hinsichtlich des Geltungsbereichs dieser Verfahren halten sich einige Länder an die Musterbauordnung 1993, das heißt: Sie beschränken sie bei Gebäuden auf Wohngebäude geringer Höhe, was laut Definition der Bauordnung heißt, daß der oberste Fußboden ≤ 7 m über Geländeoberkante sein darf. Andere Länder setzen diese Höhe auf zehn Meter an (Hessen) oder nehmen in das vereinfachte Baugenehmigungsverfahren sogar Gebäude mittlerer Höhe auf, das heißt: oberster Fußboden über Geländeoberkante ≤ 22 m (Nordrhein-Westfalen und Baden-Württemberg).

Diesen unterschiedlichen Umfangsregelungen des vereinfachten Baugenehmigungsverfahrens o.ä. ist nun nicht ein entsprechend der Sicherheitsrelevanz der Bauwerke abgestuftes Verfahren bei der Freistellung von der Prüfung der bautechnischen Nachweise zugeordnet, vielmehr gibt es hier eine Vielfalt von länderspezifischen Regelungen. Für Gebäude geringer Höhe verlangt Niedersachsen lediglich, daß der Standsicherheitsnachweis durch einen Bauingenieur mit zweijähriger Berufserfahrung aufgestellt werden muß; Brandenburg verlangt, daß der Bauherr eine Prüfbescheinigung eines Prüfingenieurs vorlegen muß; Hessen wird detaillierter und verlangt ebenfalls die Vorlage der Bescheinigung eines Prüfingenieurs, bestimmt jedoch den Prüfingenieur selbst, der dann vom Bauherr beauftragt wird; Bayern verlangt den Bauingenieur mit dreijähriger Berufserfahrung, führt aber Ausnahmen dazu auf, wenn tragende Teile auf Tiefgaragen abgefangen werden, dann tritt wieder die normale Prüfung des Standsicherheitsnachweises ein; Nordrhein-Westfalen geht hier einen ganz anderen Weg und verlangt, daß der Standsicherheitsnachweis für Wohn-

gebäude bis zur Hochhausgrenze durch einen staatlich anerkannten Sachverständigen geprüft sein muß.

Der Nachweis des Wärme- und Schallschutzes kann zum Beispiel in Niedersachsen durch einen Architekten oder Bauingenieur aufgestellt werden, in Nordrhein-Westfalen muß er durch einen staatlich anerkannten Sachverständigen für Wärme- und Schallschutz aufgestellt oder geprüft werden, Hessen läßt den Wärmeschutznachweis durch den Prüfingenieur mitprüfen.

Hinsichtlich des Umfangs und der Ausgestaltung des vereinfachten Genehmigungsverfahrens oder ähnlicher Verfahren ist meines Erachtens noch keine Konsolidierung im Gesetzgebungsverfahren eingetreten, vielmehr glaube ich - aber das ist eine ganz persönliche Meinung - , daß die Länder von den Ermächtigungsmöglichkeiten, hier durch Rechtsverordnung weitere Regelungen zu schaffen, Gebrauch machen werden, unter anderem wohl auch dadurch veranlaßt, daß Länder, die bisher ein restriktives Verfahren haben, unter politischen Druck kommen könnten, sich den großzügigeren Regelungen anderer Länder anzupassen.

Die europäische Gesetzgebung wird auf diesen Prozeß zumindest in absehbarer Zeit keinen Einfluß haben. In der Bauproduktenrichtlinie wird in den Erwägungsgründen ausgeführt, daß die Mitgliedstaaten sicherzustellen haben, daß die auf ihrem Gebiet errichteten Bauwerke die Sicherheit für die Menschen und andere wesentliche Anforderungen erfüllen müssen und daß durch die Bauproduktenrichtlinie das bereits bestehende und begründete Schutzniveau in den Mitgliedstaaten nicht verringert werden darf. Die Grundlagendokumente zur Umsetzung der Bauproduktenrichtlinie, die ja die gemeinsame Auffassung der Europäischen Kommission und der Mitgliedstaaten zum Ausdruck bringen, sagen in diesem Zusammenhang (Abschnitt 3.1 (4)) [4]:

„Es ist Sache der Mitgliedstaaten zu entscheiden, wann und wo sie es für notwendig erachten, Maßnahmen zur Überwachung des Entwurfs, der Berechnung und der Ausführung der Bauwerke sowie hinsichtlich der Eignung der beteiligten Parteien und Personen zu treffen.“

3 Konstruktion und Bemessung

Wesentlicher Bestandteil der Bauvorlagen sind die bautechnischen Nachweise, das heißt: die Nachweise der Standsicherheit, des baulichen Brandschutzes, des Wärmeschutzes und des Schall-

schutzes. In vielen Fällen sind Grundlage dieser Nachweise die Normen des DIN oder andere technische Regelwerke.

Hinsichtlich der Forderung nach der Einhaltung des technischen Regelwerks hat sich in der Musterbauordnung 1993 gegenüber der Musterbauordnung 1981 eine Änderung ergeben.

Die Musterbauordnung 1981 forderte, daß die allgemein anerkannten Regeln der Technik zu beachten sind, und führte dann weiter aus: „Als allgemeine Regeln der Technik gelten auch die von der Obersten Bauaufsichtsbehörde eingeführten technischen Baubestimmungen.“ Die Musterbauordnung 1993 fordert jedoch lediglich: „Die von der Obersten Bauaufsichtsbehörde als technische Baubestimmung eingeführten technischen Regeln sind zu beachten.“

Hiermit hat man eine Vereinfachung und Klarstellung beziehungsweise eine teilweise Anpassung an die Wirklichkeit vorgenommen. Die Musterbauordnung 1993 wollte klarstellen, daß nicht das gesamte technische Regelwerk aufgrund der bauordnungsrechtlichen Bestimmungen zum Schutz der öffentlichen Sicherheit und Ordnung einzuhalten ist. Es gibt einen großen Umfang allgemein anerkannter Regeln der Technik, die unter dem Gesichtspunkt öffentlicher Sicherheit und Ordnung nicht relevant sind und deren Einhaltung man aufgrund des Bauordnungsrechts also auch nicht fordern konnte. Es wurde daher klargestellt, daß aus bauordnungsrechtlicher Sicht nur die eingeführten technischen Baubestimmungen zu beachten sind. Eine eventuelle bauaufsichtliche Prüfung wäre denn auch nur im Hinblick auf diese Regeln erforderlich.

Die Landesbauordnungen haben die Neufassung der Musterbauordnung jedoch nur zum Teil übernommen, so haben Hamburg, Hessen, Mecklenburg-Vorpommern, Nordrhein-Westfalen, Schleswig-Holstein immer noch die Forderung nach Einhaltung der allgemein anerkannten Regeln der Technik. Die hessische Bauordnung stellt allerdings im Paragraphen 66 unter dem Stichwort „Behandlung des Bauantrages“ klar:

„Die Beachtung der Regeln der Technik braucht nur, soweit sie nach Paragraph 3 Abs. 3 als technische Baubestimmungen eingeführt sind, geprüft zu werden.“

Derzeit wird aufgrund der neuen Situation nach den Landesbauordnungen von den Ländern die Einführungspraxis der Technischen Baubestimmungen überprüft. Folgt man der hessischen Rechtslage, so wären nur die technischen Baube-

stimmungen einzuführen, die im Baugenehmigungsverfahren auch geprüft werden sollen. Das wäre sicherlich eine sehr restriktive Liste. In anderen Ländern ist man der Auffassung, daß die Liste umfangreicher sein kann oder muß, nämlich daß man all die Normen und technischen Regeln, zum Beispiel auch die Regeln aus dem Gas- und Wasserfach, einführen müsse, deren Beachtung für die Einhaltung der öffentlichen Sicherheit und Ordnung relevant sind. Unabhängig davon könne die Bauaufsichtsbehörde dann bestimmen, welche Regeln im bauaufsichtlichen Verfahren auch abgeprüft werden müssen.

Nach den derzeitigen Zeitvorgaben soll Anfang des Jahres 1996 eine Liste vom Allgemeinen Ausschuß der ARGEBAU verabschiedet werden, die alle technischen Regeln, insbesondere DIN-Normen aufführt, die als technische Baubestimmungen von den Ländern eingeführt werden sollen. Die zugehörigen Erlasse werden derzeit überprüft, um sie den Diktionen der neuen Landesbauordnungen anzupassen.

In diesem Zusammenhang muß noch einmal betont werden, daß technische Regeln für den Entwurf, die Bemessung und die Ausführung von baulichen Anlagen nach wie vor als technische Baubestimmungen eingeführt werden. Die Bauregellisten A und B, die ein neues Instrument der Bekanntmachung von technischen Regeln in den Landesbauordnungen sind, beziehen sich nur auf Bauprodukte, die in Herstellwerken gefertigt werden und dann zur Errichtung der baulichen Anlage auf die Baustelle geliefert werden. Hierauf wird in Abschnitt 4 näher eingegangen.

Soweit nicht Bauvorhaben generell von einer Baugenehmigung freigestellt sind oder dem vereinfachten Genehmigungsverfahren mit all seinen verschiedenen rechtlichen Ausgestaltungen unterliegen, sind im Baugenehmigungsverfahren nach wie vor die bautechnischen Nachweise, insbesondere aber die Standsicherheitsnachweise, zu prüfen. Auf eine Prüfung durch die Bauaufsichtsbehörde (oder ihren Gehilfen, den Prüffingenieur) wird aber auch verzichtet, soweit in den Bauordnungen vorgesehen ist, daß auf eine Prüfung verzichtet werden kann, wenn diese Nachweise von anerkannten Sachverständigen im Auftrage des Bauherrn bereits geprüft worden sind.

Entsprechende Bestimmungen enthielt der Paragraph 66 (4) der Musterbauordnung. Nur die Hälfte der Länder haben diesen Paragraphen in ihre Landesbauordnungen übernommen. Bei den anderen Ländern ist der Ansatz „Prüfung der technischen

Bauvorlagen durch die Vorlage der Bescheinigung eines anerkannten Sachverständigen“ nicht vorgesehen.

Aber auch in den Ländern, die diese gesetzliche Möglichkeit vorgesehen haben, bedarf es einer besonderen Verordnung über die Anerkennung solcher Sachverständigen bevor der entsprechende Paragraph der Landesbauordnungen überhaupt wirksam werden kann. Eine solche Verordnung ist nach meinem Wissen bisher nur in Nordrhein-Westfalen erlassen (Geltung ab 1. Januar 1996). In Bayern findet derzeit die Diskussion mit den betroffenen Verbänden über eine solche Verordnung statt; Rheinland-Pfalz beschäftigt sich mit einem Entwurf. In anderen Ländern, die grundsätzlich dies Instrument in der Landesbauordnung vorgesehen haben, besteht jedoch eine gewisse Zurückhaltung zum Erlaß einer solchen Verordnung, so daß in absehbarer Zeit wohl nicht damit zu rechnen ist, daß in allen betroffenen Ländern der entsprechende Paragraph der Landesbauordnung seine Wirkung entfalten wird.

Unterstellt man einmal, daß die Prüfung bautechnischer Nachweise in Zukunft weiter abgebaut würde, so müßte dieses, um das gleiche Sicherheitsniveau beibehalten zu können, auf andere Weise ausgeglichen werden, zum Beispiel durch erhöhte Anforderungen an die „Eigenüberwachung“ bei der Aufstellung der Nachweise. Hier ist der Gedanke der Einführung des Vieraugenprinzips „in house“ sehr naheliegend. Ein solches institutionalisiertes Vieraugenprinzip ist das in weiten Bereichen derzeit viel diskutierte Qualitätssicherungssystem nach ISO 9000.

In den bauaufsichtlichen Vorschriften werden solche Qualitätssicherungssysteme für Entwurf und Konstruktion und Bemessung nicht gefordert. Auf die Einführung dieser Qualitätssicherungssysteme in den Ingenieurbüros kann jedoch die europäische Entwicklung von großem Einfluß sein. In der sogenannten Dienstleistungsrichtlinie werden unter anderem auch Eignungskriterien für den Dienstleistungserbringer angegeben, deren Nachweis der Auftraggeber vor Vergabe des Auftrags einfordern kann. Artikel 33 der Richtlinie gesteht dem Auftraggeber zu, zum Nachweis bestimmter Qualitätsanforderungen Bescheinigungen einer anerkannten Stelle fordern zu können, daß ein Qualitätssicherungssystem nach ISO 9000 vorliegt.

Nach dem Wortlaut des Textes wird ein solches QS-System für Dienstleistungserbringer nicht zwingend gefordert. Wird bei einer europäischen Ausschreibung einem inländischen Anbieter der Zuschlag gegeben, so wird man sich hier mehr auf sonst landesübliche Informationsquellen und

Tabelle 1: Einordnungsübersicht für Bauprodukte nach Landesbauordnungen

Europäische	Nationale Produkte				
	Geregelte Produkte	nicht geregelte Produkte			„sonstige“ Produkte nach allg. anerkannten Regeln
● allgemein		● keine erhebl. Anforderungen an Sicherheit oder ● allgemein anerkt. Prüfverfahren	● untergeordnete Sicherheit		
Harm. CEN-Norm Europ. Techn. Zulassung					
Bauregelliste B	Bauregelliste A Teil 1		Bauregelliste A Teil 2	Liste C	
Verwendungsbeschränkung (national)	Technische Regeln der Liste A	Allgem. bauaufs. Zul. oder Zustimmung im Einzelfall	Allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis	kein Verwendbarkeitsnachweis	kein Verwendbarkeitsnachweis
Konformitätsnachweis CE-Zeichen	Übereinstimmungsnachweis Ü-Zeichen			kein Übereinstimmungsnachweis kein-Zeichen	

Erfahrungen mit dem Anbieter verlassen; soll jedoch ein ausländischer Anbieter, mit dem man noch nicht zusammengearbeitet hat, den Zuschlag erhalten, so dürfte die Forderung nach einem Nachweis eines QS-Systems durchaus nicht unüblich sein.

4 Bauprodukte

In das Gebiet der Herstellung von Bauprodukten wird durch die gesetzliche Forderung nach Prüfung und Überwachung in erheblichem Umfang eingegriffen. Durch die Europäische Bauprodukten-Richtlinie ist hier hinsichtlich der rechtlichen Vorgaben ein erheblicher Wandel aufgetreten. Die Bauproduktenrichtlinie wurde nicht nur in das vom Bund erlassene Bauproduktengesetz umgesetzt, in dem die Verfahren zum Nachweis der Brauchbarkeit von Bauprodukten auf europäischer Ebene festgelegt wurde und gleichfalls der Nachweis der Konformität mit den Brauchbarkeitsnachweisen durch das CE-Zeichen. Die Bauproduktenrichtlinie hat auch die Neufassung der Musterbauordnung sehr stark beeinflusst, weil die Landesgesetzgeber im Rahmen der neuen Musterbauordnung angestrebt haben, die nationalen Verfahren den europäischen Verfahren anzupassen. Es würde zu weit führen, hier alle Facetten der Verwendbarkeitsnachweise für Bauprodukte nach den Landesbauordnungen aufzuführen. Eine Übersicht soll jedoch die **Tabelle 1** geben.

Durch die Neueinführung des Instruments der Bauregellisten A und B und der Liste C hat man ver-

sucht, Transparenz in den Entscheidungsprozeß beziehungsweise in die Festlegungen zu bringen, wann ein Bauprodukt als geregelt gilt (Liste A Teil 1) und somit keines besonderen Verwendbarkeitsnachweises bedarf, beziehungsweise wann ein Produkt eines besonderen Verwendbarkeitsnachweises zum Beispiel durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, durch ein allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis bedarf.

Gleichzeitig gibt die Bauregelliste A darüber Auskunft, wie das Übereinstimmungsnachweisverfahren zu gestalten ist. Durch die Forderung des Übereinstimmungsnachweises entsprechend ÜH „reine Herstellererklärung“ oder ÜHP „Herstellererklärung mit Erstprüfung durch eine anerkannte Prüfstelle“, beziehungsweise ÜZ „Übereinstimmungszertifikat durch eine Zertifizierungsstelle aufgrund einer Fremdüberwachung durch eine Überwachungsstelle“ wird rechtlich verbindlich festgestellt, welche Prüf- und Überwachungsmaßnahmen bei der Herstellung des Produktes durchzuführen sind. Die Abstufung, welches Verfahren gewählt wird, hängt von der Relevanz des Produktes auf die Sicherheit des damit hergestellten Bauwerks ab. Die Bauregelliste A Teil 1 legt auch fest, welcher Verwendbarkeitsnachweis (allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis) geführt werden muß, wenn das Bauprodukt wesentlich von der technischen Regel abweicht.

In Liste C wird ausgeführt, welche Bauprodukte wegen ihrer untergeordneten Sicherheits-

toleranz keines bauaufsichtlichen Nachweises der Verwendbarkeit und der Übereinstimmung mit irgendwelchen Regeln bedürfen.

In der Bauregelliste B wird bekanntgemacht, welche europäischen Produktspezifikationen (europäische harmonisierte Normen und europäische technische Zulassungen) als Verwendbarkeitsnachweis für Bauprodukte gelten und, gegebenenfalls zusätzlich, welche der in den Spezifikationen genannten Leistungsstufen oder -klassen in Deutschland unter welchen Bedingungen verwendet werden dürfen. Darüber hinaus wird generell auch in der Bauregelliste B festgelegt werden, ob Produkte, die nach anderen europäischen Richtlinien als der Bauproduktenrichtlinie das CE-Zeichen tragen, noch weiterer Nachweise bedürfen, um den Anforderungen der Landesbauordnungen gerecht zu werden.

Auf allen Produkten, die nach der Bauregelliste A hergestellt werden oder die ihre Verwendbarkeit durch Zulassung oder Prüfzeugnis nachgewiesen haben, muß zum Nachweis der Übereinstimmung das bauaufsichtliche Übereinstimmungszeichen „Ü“ angebracht werden.

In jedem Fall ist für die Anbringung des Ü-Zeichens eine werkseigene Produktionskontrolle erforderlich. Dieses gilt auch dann, wenn in den entsprechenden Normen bisher eine solche oder eine Eigenüberwachung nicht gefordert wurde. Dies ist eine Anpassung an die Vorgaben der Bauproduktenrichtlinie, wo als Voraussetzung für die Anbringung des CE-Zeichens immer eine werkseigene Produktionskontrolle gefordert wird. Die werkseigene Produktionskontrolle erstreckt sich hier nicht nur auf die Prüfung des Endprodukts, sondern befaßt sich auch mit der Organisation der Kontrollmaßnahme in der Fertigung wie zum Beispiel der Kontrolle der Ausgangsstoffe und so weiter.

Zusätzlich zur werkseigenen Produktionskontrolle wird für einige Produkt gefordert, daß eine Erstprüfung des Produktes durch eine anerkannte Prüfstelle erfolgt sein muß. Für andere Produkte wird gefordert, daß ein Produktzertifikat vorhanden sein muß, ausgestellt durch eine Zertifizierungsstelle. In großen Bereichen folgten die Festlegungen hierfür den bisher schon vorhandenen bauaufsichtlichen Regelungen. Für Produkte, die bisher in der Überwachungsverordnung aufgelistet waren, und für die eine Eigen- und Fremdüberwachung nach DIN 18200 gefordert wurde, ist nunmehr eine Zertifizierung als adäquates Instrument eingeführt worden.

Es sind aber auch einige Bereiche neu in die Zertifizierungspflicht übernommen worden, für die

bisher eine Fremdüberwachung nicht gefordert wurde. In großem Umfang trifft dies zum Beispiel auf den Bereich des Stahlbaus zu, wo zahlreiche Produkte nunmehr nur noch verwendet werden dürfen, wenn für sie ein Übereinstimmungszertifikat vorliegt, zum Beispiel in großem Umfang für die Produkte aus nichtrostenden Stählen und für Feinkornbaustähle und für die entsprechenden Verbindungsmittel, wie bestimmte Bolzen, hochfeste Schrauben, aber auch Stabelektroden und Schweißzusätze. Noch nicht in der Bauregelliste A enthalten aber von den Fachgremien bereits zur Aufnahme empfohlen sind auch zahlreiche vorgefertigte Stahlbaukonstruktionen, wie

- vorgefertigte Bauteile aus Stahl, die nicht vorwiegend ruhend beansprucht werden,
- für Maste und Türme,
- für Kranbahnen oder
- vorgefertigte Bauteile für stählerne Straßen- und Wegbrücken.

Die Überwachung der Herstellwerke durch die Überwachungsstelle dürfte sich in diesen Fällen im wesentlichen darauf erstrecken, ob für die verwendeten Ausgangsstoffe und Verbindungsmittel die richtigen Nachweise vorliegen, ob das Herstellwerk das entsprechende Fachpersonal hat, zum Beispiel die Schweißnachweise, und ob die Fertigung entsprechend den Bauvorlagen geschieht. Eine solche Überwachung wird durch die Überwachungsstelle zweimal im Jahr in jedem Herstellwerk erfolgen, wenn man die gleiche Häufigkeit annimmt, wie sie im Stahlbetonfertigteiltbau vorgesehen ist.

Die Anforderungen, die an die Prüf-, Überwachungs- oder Zertifizierungsstellen zu stellen sind, werden in einer Verordnung, der sogenannten Verordnung über die Anerkennung als Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstelle nach Bauordnungrecht (PÜZ-Anerkennungsverordnung) aufgelistet werden. Die Verordnung hat im August vergangenen Jahres dem Anhörungsverfahren unterlegen, ist jetzt in Brüssel notifiziert und wird seit Anfang dieses Jahres von den Ländern in der endgültigen Form erlassen. Diese Verordnung gilt für Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstellen für Bauprodukte, die nach nationalen Vorschriften hergestellt werden. Eine entsprechende Verordnung wird von Bund erlassen, inhaltlich etwa gleich mit der Länderverordnung, für den Bereich der nach europäischen Spezifikationen hergestellten Bauprodukte.

Prüfingenieure kommen sowohl für Tätigkeiten als Überwachungsstelle als auch als Zerti-

fizierungsstelle in Betracht. Für beide Tätigkeiten gilt, daß die in den entsprechenden Verordnungen von Bund und Ländern gestellten Anforderungen erfüllt sein müssen, entsprechendes Personal mit den erforderlichen Kenntnissen müßte zur Verfügung stehen und die Büroorganisation müßte so gestaltet werden, daß hier Konflikte mit der ansonsten planenden und beratenden Tätigkeit des Ingenieurbüros ausgeschlossen werden.

Wenn man die Bestimmungen für die Bauprodukte in den neuen Landesbauordnungen sieht, die erfreulicherweise fast gleichlautend in allen Landesbauordnungen mit der Musterbauordnung 93 sind, so dürfte man hier im Bauproduktenbereich ein Mehr an Sicherheit für die bauliche Anlage geschaffen haben, und das insbesondere dadurch, daß man nicht punktuell sich mit einzelnen Gegenständen beschäftigt hat, sondern in den Bauregellisten einen transparenten Überblick geschaffen hat und dabei Regelungsmängel in manchen Bereichen entdeckt und ausgeglichen hat.

Dieses Mehr an Sicherheit dürfte jedoch wieder abgebaut werden, wenn die europäischen Regelungen für Bauprodukte sich in großem Umfang auf den Bauproduktenmarkt in Deutschland auswirken. Es ist bereits jetzt abzusehen, daß für viele Bauprodukte, für die nach den Landesbauordnungen eine Produktzertifizierung verlangt wird, auf europäischer Ebene nur Herstellerbescheinigungen gefordert werden. Die ersten Entscheidungen der Kommission zur Festlegung von Konformitätsnachweisverfahren, die im Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften veröffentlicht wurden, haben diese Tendenz bestätigt. Die Bundesregierung hat nach Abstimmung mit den Ländern gegen diese Festlegungen beim Europäischen Gerichtshof in Luxemburg Klage erhoben mit der Begründung, daß die Auswirkungen der Produkte auf die Sicherheit der baulichen Anlagen, insbesondere im Hinblick auf den Gesundheitsschutz, nicht ausreichend gewertet wurden und die gewählten Konformitätsverfahren dementsprechend nicht ausreichende Sicherheit für die Einhaltung der Produkteigenschaft böten.

5 Bauausführung

5.1 Anforderungen an Unternehmen

Schon seit langer Zeit gab es bauaufsichtliche Anforderungen, daß für bestimmte Bauarbeiten, bei denen die Sicherheit der baulichen Anlage in außergewöhnlichem Maße von der besonderen Sachkenntnis und Erfahrung des Unternehmers oder von einer Ausstattung des Unternehmens mit besonderen

Vorrichtungen abhängt, nachzuweisen ist, daß sie für diese Bauarten geeignet sind und über die entsprechenden Vorrichtungen verfügen. Ich verweise hier auf den Schweißbeignungsnachweis im Stahlbau und auf die Leimgenehmigung im Holzbau. Diese generelle Forderung enthält auch die neue Musterbauordnung 93 und die entsprechenden Landesbauordnungen.

Neu in dem Zusammenhang ist aber der Paragraph 20 (5), der sich zwar nach dem Text zunächst nur auf Bauprodukte bezieht, durch die Verknüpfung mit dem Paragraphen 23 (1) jedoch auch auf die Herstellung von Bauarten und damit auch auf die Anforderungen an ausführende Unternehmen.

Eine entsprechende Rechtsverordnung, die Anforderungen an bestimmte Unternehmen stellt und an die hierfür erforderlichen Nachweise und die Anerkennung entsprechender Ausbildungstätten ist derzeit in Vorbereitung. Sie wird zum Beispiel Unternehmen erfassen für

- die Ausführung geschweißter tragender Stahl- und Alubauteile,
- die Ausführung geschweißter Betonstahlbewehrungen,
- die Herstellung geleimter tragender Holzbauteile,
- die Herstellung von Beton BII auf Baustellen,
- Instandsetzungsarbeiten zur Erhaltung der Standsicherheit

und verschiedenes andere.

Bisher waren die entsprechenden Anforderungen teilweise bereits in entsprechenden Ländererlassen enthalten.

5.2 Überwachung von Tätigkeiten

Neu hingegen ist in der Musterbauordnung 93 von seinen Anforderungen her der Paragraph 20 (6). Dieser Paragraph ermöglicht es, daß für Bauprodukte und Bauarten, die wegen ihrer besonderen Eigenschaften oder ihres besonderen Verwendungszweckes einer außergewöhnlichen Sorgfalt bei Einbau, Transport, Instandhaltung oder Reinigung bedürfen, für diese Tätigkeiten eine Überwachung durch eine Überwachungsstelle gefordert werden kann. Auch hierzu ist eine Verordnung derzeit in Vorbereitung. Die Diskussion über den Inhalt ist jedoch noch nicht soweit fortgeschritten, als daß man von feststehenden Bereichen, die in Zukunft einer Überwachung unterliegen werden, sprechen kann. Zum Stichwort Transport wird jedoch daran gedacht, zum Beispiel

den Transport von Spanngliedern und Spannstahl überwachen zu lassen wegen der besonderen Empfindlichkeit dieses Stahls. Auch unter dem Stichwort Einbau denkt man zum Beispiel daran, ob der Einbau von Verpreßankern und Spanngliedern einer Überwachung unterliegen sollte, oder zum Beispiel der Einbau von rahmenlosen vorgespannten Gläsern für Fassaden und Überkopfverglasungen und für tragende Bauteile aus Glas. Beim Thema Instandhaltung denkt man insbesondere an die Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen. Bei der Überwachung der Reinigung sind in der Diskussion geklebte rahmenlose Glasbauteile und andere geklebte Bauteile, wo durch die Reinigungsmittel die Kleber angegriffen werden können.

Wie gesagt, hierzu befindet man sich noch nicht am Ende der Diskussion und wird auch die entsprechenden Verbände sicherlich dazu noch anhören. Die für diesen Bereich für die Überwachung infrage kommenden Stellen bedürfen auch einer Anerkennung, und auch für diese Stellen gilt die vorhin genannte Anerkennungsverordnung für Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstellen.

6 Bauüberwachung durch die Bauaufsichtsbehörde

Unabhängig von den vorher genannten Vorschriften, daß bestimmte, besonders sicherheitsrelevante Arbeiten immer durch eine anerkannte Überwachungsstelle zu überwachen sind, kann die zuständige untere Bauaufsichtsbehörde jedes Bauvorhaben überwachen. Während in den Bauordnungen der 60er Jahre es geheißen hat, daß die Bauaufsichtsbehörde die Einhaltung der öffentlichen Vorschriften und die Anforderungen an die ordnungsgemäße Erfüllung der Pflichten der Baubeteiligten zu überwachen hat, wurde 1981 in die Musterbauordnung stattdessen aufgenommen, daß sie überwachen kann, das heißt: es wurde in das Ermessen der Bauaufsichtsbehörde gestellt, bei welchen Bauarbeiten, welchen Bauvorhaben sie die Tätigkeit der Überwachung ausübt. Leitfaden für den Ermessensspielraum der Bauaufsichtsbehörden war hier sicherlich die Bedeutung des Bauvorhabens und der Bauarbeiten für die öffentliche Sicherheit und Ordnung.

Die Musterbauordnung 1993 hat an diesem Zustand nichts geändert. Die Landesbauordnungen haben diese Formulierung teilweise übernommen, teilweise formulieren sie auch etwas strenger, jedenfalls nach meiner Auffassung, indem sie sagen, daß die Ausführung genehmigungsbedürftiger Bauvorhaben soweit erforderlich zu überprüfen ist. Unab-

hängig von den Formulierungen der Landesbauordnungen dürfte jedoch der Ermessensspielraum der unteren Bauaufsichtsbehörden sich nicht nur daran orientieren, wie sicherheitsrelevant die jeweiligen Bauausführungen sind, sondern insbesondere auch sich nach der Personalkapazität der untereren Bauaufsichtsbehörde richten. In einigen Ländern werden daher zur Bauüberwachung auch die Prüffingenieure herangezogen, jedoch wohl nicht in dem Umfang wie die Bauaufsichtsbehörden die Überwachungen abgebaut haben.

Europäischen Regelungen werden hier auch in Zukunft keinen Einfluß haben, da, wie bereits vorher ausgeführt, die Überwachung der Errichtung baulicher Anlagen ausschließlich in den Zuständigkeitsbereich der Mitgliedstaaten fällt.

7 Nutzung

Im Prinzip wird die Verantwortung für die Nutzung dem Bauherrn auferlegt, der für die Einhaltung der öffentlich-rechtlichen Vorschriften verantwortlich ist. Für bestimmte Gebäude besonderer Art und Nutzung, zu denen zum Beispiel Hochhäuser, Versammlungsstätten, Schulen, Krankenhäuser und so weiter gehören, sehen die Bauordnungen jedoch auch für den Zeitraum der Nutzung eine besondere Überwachung oder Kontrolle vor. Paragraph 51 der Musterbauordnung führt hierzu aus, daß besondere Bestimmungen über Nachprüfungen, die von Zeit zu Zeit zu wiederholen sind (wiederkehrende Prüfungen), und Bestimmungen über Betrieb und Nutzung in Rechtsverordnungen gefordert werden können. Diese Rechtsverordnungen sehen in vielen Fällen die Einschaltung anerkannter Sachverständiger vor.

Die Länder haben Verordnungen entsprechend eines Modells einer Verordnung über bauaufsichtlich anerkannte Sachverständige für die Prüfung technischer Anlagen und Einrichtungen erlassen. Gegenstand der Tätigkeit sind die Überprüfung von Feuerlöschanlagen, Alarmanlagen, raumlufttechnischen Anlagen, Brandmeldeanlagen und ähnliche Gebiete, soweit in der jeweiligen Sonderbauverordnung nicht die Überprüfung durch einen Sachkundigen ausreicht. Die Überprüfungszeiträume sind jeweils auch in den Verordnungen angegeben.

8 Schlußbemerkung

Der Ring von Planung und Entwurf bis zur Nutzung der baulichen Anlage ist geschlossen.

Ich habe darzustellen versucht, daß die Gesamtsicherheit unserer baulichen Anlagen in ein Geflecht von Einzelmaßnahmen von Prüfung und Überwachung durch die unterschiedlichsten Stellen eingebettet ist. Diese Einzelmaßnahmen dürfen jedoch nicht als voneinander unabhängig angesehen werden. Wenn an bestimmten Sicherheitsmaßnahmen Änderungen vorgenommen werden, muß stets überlegt werden, wie dieses die Gesamtsicherheit beeinflusst beziehungsweise welche anderen Maßnahmen zur Erhaltung der Gesamtsicherheit nun zu veranlassen sind. Derzeit wird an vielen solcher „Einzelschräubchen“ gedreht, die die Gesamtsicherheit der baulichen Anlage beeinflussen, insbesondere werden Genehmigungs-, Prüf- und Überwachungsaufgaben zurückgenommen. Ein transparentes Bild, was als Ausgleichsmaßnahme dafür vorgesehen ist, ist in vielen Fällen für den Außenstehenden nicht erkennbar.

Der Gesetzgeber hat jedoch seine bestimmten Vorstellungen, wenn er solche Genehmigungs-, Prüf-

und Überwachungsaufgaben zurücknimmt, wie hier stellvertretend durch die Gesetzesbegründung der Novellierung der Bayerischen Bauordnung [5] gezeigt wird:

„Der Gesetzentwurf zielt insbesondere darauf
■ durch die Beschränkung des Prüfumfanges in bau- und wasserrechtlichen Verfahren diese zu beschleunigen,

sowie zugleich

■ durch Freistellung von der Genehmigungspflicht und

■ durch die verstärkte Beteiligung privater Sachverständiger

die Verantwortung des Bauherrn ohne inakzeptablen Qualitätsverlust entschieden zu stärken.“

Es bleibt die Frage: Weiß der Bauherr das und ist er in der Lage, diese Verantwortung zu übernehmen?

9 Literatur

[1] Die Stellung der Überwachung im bauaufsichtlichen Sicherheitskonzept. Vortrag anlässlich der Mitgliederversammlung des Güteschutzverbandes Beton BII-Baustellen e.V. am 22. Juni 1982 in Wiesbaden.

[2] Musterbauordnung 1981 am 11. Dezember 1981 durch die ARGEBAU-Ministerkonferenz beschlossen.

[3] Musterbauordnung für die Länder der Bundesrepublik Deutschland. Fassung Dezember 1993; Werner Verlag 1994

[4] Grundlagendokumente zur Bauprodukten-Richtlinie deutsch/englisch/französisch;

Grundlagendokumente der Richtlinie des Rates 89/106/EWG; Beuth Verlag Berlin 1994

[5] Bayerischer Landtag, 12. Wahlperiode, Drucksache 12/13482.

Herausgeber:

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

Redaktion:

Klaus Werwath, 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
Frankenstraße 1 · 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.

