



Zeitschrift der Bundesvereinigung  
der Prüferingenieure für Baustatik

# Der Prüferingenieur

---

1

September 1992

---

● **Seite 3**

Partner der Bauaufsicht  
und Treuhänder des Bauherrn

● **Seite 8**

Regeln für den Schutz  
von Betonbauteilen

● **Seite 18**

Dichte Bauwerke für  
wassergefährdende Stoffe

● **Seite 30**

Neue Anforderungen an  
den Schallschutz?

● **Seite 39**

Modernes Regelwerk für  
den Stahlbau

● **Seite 52**

Zur Verdübelung von  
Verbundkonstruktionen

## Editorial 3

Partner der Bauaufsicht und  
Treuhänder des Bauherrn

## Nachrichten 4

Rheinland-Pfalz:  
Projektteams sollen Arbeit  
der Bauverwaltung straffen 4

Berlin:  
Neue Prüfeinrichtung für  
den baulichen Brandschutz 5

Forschungsergebnisse:  
Tragreserven mittlerer  
Spannweiten sind nutzbar 6

Freudenstadt:  
Eurocodes werden erst  
nach dem Jahr 2000  
endgültige EG-Normen sein 7

## Fachartikel 8

Regeln für den Schutz  
von Betonbauteilen 8

Dichte Bauwerke für  
wassergefährdende Stoffe 18

Neue Anforderungen an  
den Schallschutz? 30

Modernes Regelwerk für  
den Stahlbau 39

Zur Verdübelung von  
Verbundkonstruktionen 52

## **Herausgeber:**

Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik  
Dr.-Ing. Günter Timm, Jungfernstieg 49, 2000 Hamburg 36

## **Redaktion:**

Klaus Werwath, Lahring 36, 5330 Königswinter 41

## **Technische Korrespondenten:**

### **Baden-Württemberg**

Dr.-Ing. Peter Hildenbrand, Ludwigsburg

### **Bayern**

Dr.-Ing. Bernd Brandt, Nürnberg

### **Berlin**

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

### **Brandenburg**

Dr.-Ing. Dieter Zauft, Potsdam

### **Bremen**

Dipl.-Ing. Horst Bellmer, Bremen

### **Hamburg**

Dr.-Ing. Martin Weber, Hamburg

### **Hessen**

Dr.-Ing. K.-D. Schmidt-Hartienne, 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:**

Druck Center Meckenheim

## **Gestaltung:**

Atelier Werner Götzinger, Bonn

Die in diesem Heft veröffentlichten Fachartikel sind gekürzte oder bearbeitete Fassungen einiger der Vorträge, die im Oktober 1991 bei der Arbeitstagung 1991 der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik in Trier gehalten worden sind.

Einzelpreis: 15 DM

## Partner der Bauaufsicht und Treuhänder des Bauherrn



**Dr.-Ing. Günter Timm,  
Vorsitzender der Bundesvereinigung  
der Prüfm Ingenieure für Baustatik**

*Der Leitgedanke des deutschen Bauordnungsrechts ist die in den Landesbauordnungen festgeschriebene Anforderung, Bauwerke so zu errichten und zu unterhalten, daß die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben und Gesundheit, nicht gefährdet werden. Die Durchsetzung dieser öffentlich-rechtlichen Belange und damit die vorbeugende Gefahrenabwehr ist allein durch Kontrollen gewährleistet, die den Baugenehmigungsbehörden obliegen.*

*Die rasante Entwicklung des Bauingenieurwesens auf den Gebieten der Statik und der Materialkunde führte am 3. Dezember 1926 zu dem Erlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt, Prüfm Ingenieure für Baustatik als Spezialisten in die Tätigkeit der Bauaufsichtsbehörden einzubeziehen und als deren Partner einen Teil ihrer Aufgaben eigenverantwortlich zu übertragen.*

*Seit dieser Zeit hat sich die Tätigkeit des Prüfm Ingenieurs ständig weiterentwickelt und ist heute als bautechnische Prüfung in den Landesbauordnungen verankert.*

*In seiner Funktion als Prüfm Ingenieur für Baustatik und in dem Vertragsverhältnis zwischen Baubehörde und Prüfm Ingenieur nimmt er eigenverantwortlich hoheitliche Aufgaben wahr. Der Leistungsumfang dieser Tätigkeit im Baugenehmigungsverfahren umfaßt die Prüfung der statischen Berechnungen, der Ausführungszeichnungen, des Wärmeschutzes, des Schallschutzes, des Brandschutzes und die Überwachung der Bauausführung.*

*Die gleiche Tätigkeit übt der Prüfm Ingenieur auch für die zustimmungspflichtigen Bauvorhaben des Bundes, des Landes, der Post, der Bahn, im Straßenbau usw. aus. Hier ist er als Sachverständiger tätig, und die Ämter können ohne weitere Überprüfung der Qualifikation bei dem anerkannten Prüfm Ingenieur vertiefte Kenntnisse des Bauingenieurwesens auch bei schwierigen Konstruktionen voraussetzen.*

*Der positive Einfluß der Prüfm Ingenieure auf die Planung und die Übereinstimmung mit der Ausführung hat in Deutschland zu einer hohen Qualität der Tragwerke geführt. Schäden treten in der Regel*

*nur dort auf, wo das Vier-Augen-Prinzip zwischen Eigen- und Fremdüberwachung nicht durchgeführt wird, wie im Bauschadensbericht der Bundesregierung nachzulesen ist.*

*Die Erkenntnis der Schadenshäufigkeit für Bauwerke oder Bauwerksteile, die nicht vom Prüfm Ingenieur überprüft werden, verstärkt in den letzten Jahren der erhöhte Leistungsanforderung für zusätzliche Teilbereiche des Bauens.*

*Vertiefte Kenntnisse im Umweltschutz werden von den Prüfm Ingenieuren aus ihrer Tätigkeit als beratende Ingenieure oder durch Weiterbildung erarbeitet und können so bei der Überprüfung abgefordert werden. Selbstverständlich schalten die Bauherren in den letzten Jahren verstärkt den Prüfm Ingenieur für die wiederkehrende Überwachung von Bauwerken und für die Feststellung eines eventuellen Sanierungsbedarfs ein, weil durch sein umfassendes Fachwissen und seine unabhängige Stellung eine objektive und wirtschaftliche Beurteilung erwartet werden kann.*

*Dies bedeutet jedoch eine erhebliche Ausweitung der bisherigen Leistung, die nun nicht mehr allein durch das Vertragsverhältnis Bauordnungsamt - Prüfm Ingenieur geprägt ist. Hier wird der Prüfm Ingenieur zum Treuhänder des Bauherrn. Die steigende Zerstückelung der Gesamtaufgabe in immer kleinere Teilbereiche verlangt eine konsequente Überwachung von der Planung bis zur Ausführung mit besonderer Überprüfung der Schnittstellen. Dies gilt für große wie für kleine Bauvorhaben. So fordern auch Einfamilienhausbauherrn, deren Häuser heute vielfach nicht mehr der Prüfpflicht unterliegen, verstärkt die bisher übliche Prüfung. Auch sie haben erkannt, daß die Prüfgebühren von etwa einem Prozent der Baukosten gering sind im Vergleich zu dem Nutzen, den der Prüfm Ingenieur durch das Aufdecken von Fehlern und damit durch die vorbeugende Gefahrenabwehr erzielt.*

*Unter diesen Voraussetzungen sieht der Prüfm Ingenieur auch im vereinten Europa seiner Aufgabe als Garant der Qualitätssicherung und der vorbeugenden Gefahrenabwehr zuversichtlich entgegen.*

## Projektteams sollen Arbeit der Bauverwaltung straffen

Rheinland-Pfalz reorganisiert die Hochbauverwaltung

**In Rheinland-Pfalz steht eine umfassende Neuordnung der staatlichen Hochbauverwaltung bevor. Sie soll zu einer "konkurrenzfähigen Dienstleistungseinheit" ausgebaut werden.**

Der Finanz- und Bauminister des Landes, Edgar Meister, hat im Pressedienst der Landesregierung angekündigt, daß der staatliche Hochbau seines Landes künftig an modernen Organisationsprinzipien ausgerichtet werden solle. Danach würden Bauvorhaben bald von Anfang bis Ende "in einer Hand", d.h. von einer Projektgruppe mit einem gesamtverantwortlichen Leiter betreut werden. An die Stelle spezialisierter Einzelaufgaben trete dann die Teamarbeit.

Meister verspricht sich von dieser Reorganisation eine höhere Identifikation des Personals mit ihren Aufgaben und damit auch

mehr Verantwortungsbewußtsein, eine bessere Qualität der Arbeit und einen flüssigeren Ablauf der Projekte.

Meister bezeichnete diese Pläne als dringend erforderlich, um die Staatsbauverwaltung als konkurrenzfähige Dienstleistungseinheit zu erhalten und den gewandelten Anforderungen moderner Bauabläufe anzupassen. Meister wörtlich: "Wir müssen alle Anstrengungen unternehmen, um innerhalb des Kostenrahmens die staatliche Bauverwaltung schlagkräftiger und effektiver zu machen. Dabei dürfen wir auch vor althergebrachten Verwaltungsstrukturen nicht haltmachen."

## Kolloquium über brennbare Stäube

Der VDI und das DIN veranstalten vom 4. bis 6. November 1992 in Nürnberg ein Kolloquium über die "Sichere Handhabung brennbarer Stäube". Das Kolloquium wird von einer Fachausstellung begleitet.

Ziel des Kolloquiums ist es, in Vorträgen und Diskussionen über die Fortschritte des Explosionsschutzes in Wissenschaft und Technik zu informieren und dazu beizutragen, diese erfolgreich in die Praxis umzusetzen.

Der VDI-Verlag weist in diesem Zusammenhang darauf hin, daß er eine Videokassette über die sichere Handhabung brennbarer Stäube vertreibt. Sie kostet 178 Mark (25 Minuten, VHS).

## 225 Beiträge über das Neueste im Mauerwerksbau

Auf rund 1800 Seiten hat die Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau die wichtigsten Beiträge der 9. Internationalen Mauerwerkskonferenz zusammengefaßt, die im Oktober 1991 in Berlin stattgefunden hat.

Die drei Bände befassen sich nicht nur mit den Materialeigenschaften von Mauerwerk, sondern auch mit der Berechnung und Bemessung, mit der Bewehrung von Mauerwerk, mit der Verformung und Dauerhaftigkeit, mit Problemen des Wärme-, Schall- und Feuchteschutzes, mit der internationalen Harmonisierung des Vorschriftenwerks sowie mit Wirtschaftlichkeitsberechnungen beim Entwurf und der Ausführung von Mauerwerksbauten.

Die 225 Beiträge der Bücher sind in jeweils der Sprache abgedruckt, in denen sie in Berlin gehalten worden sind.

## Neue Richtlinie des DAfSt für unbeschichtete Betonbauteile

Der deutsche Ausschuß für Stahlbeton hat unter Mitwirkung von Mitgliedern der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik einen Entwurf für eine neue Richtlinie über die „Bemessung unbeschichteter Betonbauteile“ ausgearbeitet.

Diese Richtlinie nennt die Regeln zur Beurteilung von Betonbauwerken bei der Anwendung gemäß dem Wasserhaushaltsgesetz.

Der Entwurf bietet Bemessungshilfen für die Betonkonstruktion an, wobei für diese Bauwerke die Dichtheit von ent-

scheidender Bedeutung ist, die sich überwiegend aus der Dimensionierung für Zwang und Temperatur ergibt.

Außerdem gibt der Entwurf für die praktische Ausführung eine Reihe von konstruktiven Hinweisen und Angaben für die Zusammensetzung des Betons, so daß der beratende und planende Ingenieur in dem neuen Richtlinien-Entwurf auch für vergleichbare Zwecke gute Hinweise finden kann.

Die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik wird seinen Mitgliedern und anderen Interessierten zur Einarbeitung in diese Richtlinie und für den Explosionsschutz bei stauenden Gütern im Frühjahr 1993 Weiterbildungsveranstaltungen anbieten.

## Baubedarf in Ostdeutschland: 2,4 Billionen DM in 15 Jahren

**Der Gesamtbetrag für den Baubedarf in den neuen Bundesländern beträgt in den nächsten 15 Jahren 2,4 Billionen Mark, also 158 Milliarden Mark pro Jahr.**

Das hat das Info-Institut für Wirtschaftsforschung festgestellt. Dieser Bedarf könne bis zum Jahr 2005 nur befriedigt werden, wenn, so das Institut, 15 Jahre lang ein fast viermal so hohes Bauvolumen

wie 1990 realisiert würde. Ausgehend von rund 43 Milliarden Mark im Jahr 1990 müßte das Bauvolumen in den neuen Ländern Jahr für Jahr um 15 Prozent zunehmen und würde, rein rechnerisch, dann im

Jahr 2005 eine Summe von 350 Milliarden Mark erreichen.

Mit diesen Zahlen hat das Ifo-Institut zu belegen versucht, daß eine Angleichung der Lebensverhältnisse in den ostdeutschen Ländern an Weststandards innerhalb von 15 Jahren nicht zu erreichen sei. Reale Wachstumsraten von 15 Prozent pro Jahr lägen, schreibt das Institut, "deutlich über realistischen Erwartungen für das durchschnittliche Wachstum der Gesamtwirtschaft bzw. des Bausektors bis 2005".

## Neue Prüfeinrichtung für den baulichen Brandschutz

**Bessere Untersuchung tragender Bauwerksstützen**

**In Berlin gibt es einen neuen Stützenprüfstand, der die modernste und umfassendste Prüfeinrichtung für die Erforschung des Brandverhaltens tragender Bauwerksstützen in der Welt sein dürfte.**

Die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) hat diesen Stützenprüfstand im Frühsommer in Betrieb genommen. Es handelt sich um einen Ofen für die Untersuchung von tragenden Bauwerksstützen bis zu 5,6 Metern Höhe.

Dieser Stützenprüfstand verfügt, wie die BAM mitteilte, über eine außergewöhnliche Leistungsfähigkeit: Er gestattet bei Temperaturen von bis zu 1250 C° eine vertikale Belastung mit maximal 6300 kN und eine gleichzeitig und unabhängig an Stützenkopf und Stützenfuß mögliche Einwirkung von Biegemomenten sowie die Einprägung von Verdrehwinkeln. Mit dem neuen Stützenprüfstand wurde erstmals auch eine

neuartige Meß- und Regelungstechnik eingesetzt, die mit großem Erfolg bereits in der Automatisierungstechnik der Industrie Anwendung fand.

In der um diesen Prüfstand erweiterten Prüfhalle der BAM befinden sich außerdem neue, moderne Bauteilprüfstände für die Wand- und Deckenprüfung.

Mit diesen neuen Prüfeinrichtungen sei es, so teilt die BAM mit, nun möglich, den baulichen Brandschutz den konstruktiven Notwendigkeiten des Bauwerks so anzupassen, daß nicht allein das Einzelbauteil, sondern das gesamte Bauwerk untersucht werden kann.

Die vorgesehene Meßdatenerfassung, deren Verarbeitung und Dokumentation sowie die Computersimulation von Versuchsbedingungen gestatteten es der BAM ferner, neue, zukunftsweisende Aufgaben auch für die europäische Normenarbeit zu übernehmen.

## Seminar über die Inhalte der Eurocode 2

Die Landesvereinigung der Prüferingenieure für Baustatik, Hamburg, und der Hamburger Landesverband der Verbandes Beratender Ingenieure VBI veranstalten am Montag, 14. September 1992, im Auditorium maximum der Technischen Universität Hamburg-Harburg ein Fortbildungsseminar über die Eurocode 2 - Stahlbeton. Namhafte Referenten - Prof. Quast, Prof. Geistefeldt, Prof. Nölting und Ltd. Baudirektor Dipl.-Ing. Lohse - werden unter der Leitung von Dr.-Ing. Kramer über bauaufsichtliche Besonderheiten der Eurocode 2, das Sicherheitskonzept, die Schnittgrößenermittlung, die Bemessung, die Gebrauchsfähigkeit, den Knick-sicherheitsnachweis und die bauliche Durchbildung nach Eurocode 2 berichten.

Die Veranstaltung beginnt um 8.30 Uhr und dauert bis gegen 17 Uhr. Die Tagungsgebühr beträgt 150 Mark incl. der Tagungsunterlagen, dem Pausenkaffee und einem Mittagessen in der Mensa.

## Tragreserven mittlerer Spannweiten sind nutzbar

**Eng ausgesteifte Konstruktionen müssen nicht sein**

**Die Ausnutzung überkritischer Tragreserven kann im negativen Momentenbereich mittlerer Spannweiten mindestens die gleiche Querkraftbeanspruchung erreichen wie eine eng ausgesteifte Konstruktion. Das hat ein Forschungsvorhaben am Institut für Stahlbau der Universität Karlsruhe ergeben.**

Ziel des Forschungsvorhabens, das im Auftrag der Studiengesellschaft Stahlanwendung in Düsseldorf durchgeführt wurde, war es, für den negativen Momentenbereich zu zeigen, daß der Steg bei steifenarmer Ausbildung durch die Ausnutzung überkritischer Tragreserven mindestens die gleiche Querkraftbeanspruchung erreichen kann wie eine eng ausgesteifte Konstruktion.

Zur rechnerischen Bestimmung der Tragfähigkeit erweiterten die Ingenieure in Karlsruhe die gängige Methode für Stahlträger zur Anwendung auf Verbundträger.

Die so berechneten Traglasten übersteigen, wie die Untersu-

chungen beweisen, die nach der neuen Beulvorschrift (DIN 18 800, Teil 3, mit angehobenen Beulkurven) erzielbaren Werte im schlanken Bereich um ungefähr 30 bis 40 Prozent.

Dies sei, so teilt die Studiengesellschaft Stahlanwendung mit, ein Maß für die ausnutzbaren Tragreserven im Nachbeulbereich.

Versuche und Theorie hätten, trotz des komplexen Zusammenhanges (z.B. Interaktion, Querkraft-Biegemoment), eine recht gute Übereinstimmung ergeben.

Die Ergebnisse wurden erreicht, indem durch die Variation wichtiger Einflußgrößen Träger für 18 verschiedene Kragarmversuche konzipiert wurden. An ihnen wurde experimentell die Traglast ermittelt und die Entwicklung des Zugfeldmechanismus untersucht.

Grund für die Untersuchung über "Steifenarme Verbundträger für den Industrie- und Brückenbau im mittleren Spannweitenbereich" war die Entwicklung im Ausland,

wo die überkritischen Tragreserven sehr häufig planmäßig ausgenutzt werden können, so daß Verbundträger als steifenlose oder zumindest steifenarme Konstruktionen wirtschaftlicher eingesetzt werden können als in Deutschland, wo der Nachweis der Tragsicherheit auf der Grundlage der linearisierten Beultheorie ein planmäßiges Ausnutzen der überkritischen Tragreserven verhindert.

Die Untersuchung in Karlsruhe hat nun ergeben, daß das Einschweißen zahlreicher Längs- und Querstreifen mit aufwendigen Kreuzungspunkten, das einen beachtlichen konstruktiven Aufwand nötig macht, der durch die hohen Werkstattkosten in zunehmendem Maße die wirtschaftliche Anwendung dieser Bauweise im mittleren Spannweitenbereich verringert, nicht unbedingt notwendig ist.

Der Forschungsauftrag ist mit finanzieller Förderung durch die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen "Otto von Guericke" (AiF) aus Mitteln des Bundeswirtschaftsministeriums durchgeführt worden.

Die Studiengesellschaft Stahlanwendung in Düsseldorf hat einen kostenlosen Abschlußbericht über dieses Forschungsprojekt (P 162) herausgegeben. Er umfaßt 213 Seiten mit 219 Bildern und Tabellen.

## 2. Auflage der DAST-Richtlinie für Kaltprofile

Die überarbeitete Richtlinie 016 ("Bemessung und konstruktive Gestaltung von Tragwerken aus dünnwandigen kaltgeformten Bauteilen") des Deutschen Ausschusses für Stahlbau (DAST) ist kürzlich in 2., berichtigter Auflage erschienen. Nachdem diese Richtlinie 1986 auf dem Deutschen Stahlbautag in Hamburg erstmals

der Fachöffentlichkeit vorgestellt worden war, wurde sie in einem normenähnlichen Verfahren zur Diskussion gestellt und nach Ablauf der Einspruchsfrist unter weitgehender Berücksichtigung der eingegangenen Ergänzungswünsche und Hinweise überarbeitet.

Die Stahlbau-Verlagsgesellschaft in Köln hat diese überarbeitete Fassung nun als DIN-A-4-Broschüre herausgegeben (174 Seiten, 58 Mark). Sie soll, wie der Verlag mitteilte, Türen für die

häufigere Anwendung dünnwandiger kaltgeformter Bauteile öffnen und den Beratenden Ingenieuren, den Prüflingen und der Bauaufsicht ein "brauchbares Instrument für die Bemessung, Prüfung und Sicherheitsbeurteilung" zur Verfügung stellen.

Die DAST-Ri 016 ist im Frühjahr übrigens auch in den neuen Bundesländern sowie in Nordrhein-Westfalen und Hessen bauaufsichtlich eingeführt worden.

## Eurocodes werden erst nach dem Jahr 2000 endgültige EG-Normen sein

### Freudenstadt bot wieder ein attraktives Programm

**Die Eurocodes 1 bis 9 werden wohl erst nach dem Jahre 2000 endgültige EG-Normen werden und als solche das nationale Normenrecht ablösen. Diesen beruhigenden Hinweis verdankt die Fachwelt der diesjährigen Arbeitstagung der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik von Baden-Württemberg, die am 26. und 27. Juni wieder in Freudenstadt im Schwarzwald stattfand.**

Die Vortragsthemen dieser Arbeitstagung stellten eine höchst reichhaltige Kollektion fachlicher Probleme dar.

Großflächige Bauteile aus Glas sind in den letzten Jahren immer beliebter geworden. Damit treten aber auch baurechtliche Probleme auf, denen die Prüfm Ingenieure in ihrer täglichen Praxis sinnvoll begegnen müssen. Leitender Baudirektor Lukas von der baden-württembergischen Landesstelle für Bautechnik in Tübingen machte den anwesenden Prüfm Ingenieuren und ihren Gästen aus Politik und Verwaltung jedoch klar, daß sie in absehbarer Zeit nicht mit einer durchgreifend klärenden Änderung dieser Situation rechnen könnten, so daß in vielen Fällen immer noch die Zustimmung im Einzelfall erforderlich sei.

Daß normengerechte Bemessungskriterien für Glasbauteile dringend notwendig sind, machte Dr. K. Blank aus Aachen deutlich. Er vermittelte wesentliche Aussagen zum Festigkeitsverhalten von Glas, dessen reale Festigkeit von keiner Materialkonstante, sondern vom Schädigungszustand seiner Oberfläche bestimmt werde. Blank berichtete von Versuchen und theoretischen Untersuchungen, aus deren Ergebnissen sich Bemessungs-

kriterien ableiten ließen, die unter anderem die Vorschädigung und die Bruchwahrscheinlichkeit für eine Haltbarkeit von 50 Jahren enthalten. Für 12 mm dickes Glas der Sicherheitsklasse 2 zeigte Blank Kurven für zulässige Scheibenflächen unter Windlasten in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis  $l/b$ .

Der Korrosionsschutz im Stahlbau bezieht sich heute nicht mehr nur noch auf den Schutz der Stahlbauteile selbst, sondern beinhaltet auch den Schutzwert, die Umweltbeeinflussung und die Wirtschaftlichkeit. R. Schmidt von der Firma Geholit + Wiemer erläuterte deswegen die Regelungen der DIN 55 928, Teile 1 bis 9, und wies insbesondere darauf hin, daß wasserlösliche Materialien in den sogenannten Hydrobeschichtungstoffen mittlerweile geeignete Problemlösungen für den Korrosionsschutz darstellten. Bleimennige, so Schmidt, gehöre der Vergangenheit an.

Die Entwicklung des europäischen Normenrechts stieß auch auf der diesjährigen Arbeitstagung der baden-württembergischen Prüfm Ingenieure auf sehr großes Interesse. Dr.-Ing. Bossenmayer und Dipl.-Ing. Ernst vom Innenministerium Baden-Württemberg erläuterten deshalb sehr ausführlich den gegenwärtigen Stand der Dinge. Vor allem wiesen sie darauf hin, daß die augenblicklich im Entstehen begriffenen Eurocodes nur als europäische Vornormen zu werten seien, die gleichwertig neben dem nationalen Normenwerk stehen. Diese Vornormen würden wohl, so teilten sie mit, erst im nächsten und übernächsten Jahr erscheinen. Danach soll sich eine dreijährige Probezeit und eine

nochmalige Überarbeitung anschließen. Als endgültige europäische Normen würden die Eurocodes wohl erst nach dem Jahr 2000 eingeführt werden.

Mit einer neuen Richtlinie soll demnächst auch einem Phänomen im Silobau entgegengewirkt werden: Staubexplosionen und Verpuffungen. Wie Prof. Dr. Eibl von der TH Karlsruhe mitteilte, entstehen jedes Jahr allein in Deutschland mehr als 1000 kleinere und größere Staubexplosionen, denen man vorerst mit der Bildung von Explosionsabschnitten begegnen sollte. Die neue Richtlinie sollte Angaben über Kräfte und Geschwindigkeiten bei der Verpuffung und über die dabei entstehenden Rückstoßkräfte enthalten.

Daß bei der Anwendung einer Norm - nämlich der DIN 1045 - mit unterschiedlichen EDV-Programmen auch unterschiedliche Ergebnisse erzielt werden können, das berichteten Dr.-Ing. Markwig (Mannheim) und Dipl.-Ing. Mönning (Stuttgart). Mönning verglich in seinem Beitrag über die Bemessung und Berechnung von Stahlbetonstützen die DIN 1045 mit der Eurocode 2 und zeigte die wichtigsten Abweichungen auf.

Abschluß und Höhepunkt der Arbeitstagung war ein Bericht von Prof. Dr.-Ing. H. Bechert über die Sanierung und Ergänzung einer Autobahnbrücke in Ostdeutschland. Diese Steinbrücke, es ist die größte der Welt, blieb seit Kriegsende unvollendet stehen, Pfeiler und Gewölbe sind ausgeführt, der Überbau fehlt. Prof. Bechert beschrieb seinen Ingenieurkollegen, wie in sehr kurzer Zeit - und zwar innerhalb von zwei Jahren - Lösungen zur Sanierung und Ergänzung der bestehenden gemauerten Bauteile entwickelt, ausgeschrieben und ausgeführt worden sind und wie in einem zweiten Leistungspaket neue Überbauten - Spannbetonhohlkästen mit seitlichen Kragarmen - entworfen, berechnet und ausgeführt worden sind.

*Dr. -Ing. Peter Hildenbrand*



# Regeln für den Schutz von Betonbauteilen

**Die "ZTV-SIB" werden immer häufiger auch von privaten Auftraggebern angewendet**

Seit 1987 gibt es für den Schutz und die Instandhaltung von Betonbauteilen spezielle technische Vertragsbedingungen und Richtlinien. Das Bundesverkehrsministerium hatte seit Mitte der achtziger Jahre mit diesen "ZTV-SIB" das Ziel verfolgt, eindeutige Verhältnisse zwischen Bauherren, Bauunternehmern und den Herstellern von Baustoffen zu schaffen. Dieses Ziel ist mittlerweile erreicht worden. Heute erfüllen die "ZTV-SIB" gleichzeitig aber auch wesentliche Bedingungen für eine vertraglich abgesicherte Qualitätssicherung bei der Betonanierung. Voraussetzung dafür, daß die Richtlinien ihrem Zweck entsprechend genutzt werden, sind indes ihre genaue Kenntnis und ihre sinnge-mäße Anwendung. Dazu möchte der folgende Aufsatz beitragen.

**Dipl.-Ing. Friedrich Standfuß** leitet als Ministerialrat in der Abteilung Straßenbau des Bundesministeriums für Verkehr das Referat Brücken- und Ingenieurbau



## 1 Einführung

Ende der 70er Jahre mußte die Straßenbauverwaltung Deutschlands die ersten größeren Instandsetzungsarbeiten an Spannbetonbrücken durchführen lassen. Es handelte sich um Brücken, die ab Anfang der 60er Jahre gebaut wurden, also in einer Zeit, als der Straßen- und Autobahnbau mit großem Tempo vorangetrieben wurde. In dieser Zeit des großen wirtschaftlichen Aufschwungs nach dem 2. Weltkrieg wurde Beton zu einem Baustoff, dessen Dauerhaftigkeit für fast unbegrenzt gehalten wurde. Die Ernüchterung kam bereits nach wenigen Jahren. Schlechte Konstruktionen, unzureichende Bewehrung, mangelhafte Betonqualität, eine viel zu geringe Betondeckung der Bewehrung, eine Auftragserteilung meist auf das billigste Angebot und eine oft fehlerhafte Bauausführung waren die Ursachen für die auftretenden Schäden [1], [2].

Die Straßen- und Autobahnämter waren zunächst ratlos. Zwar gab es bereits verschiedene Instandsetzungsmaterialien in Form von kunststoffmodifizierten Betonen und Mörteln, aber noch keine einheitlichen bautechnischen Regeln, in denen Anforderungen an derartige Stoffe, deren Verarbeitung und Fragen der Qualitätssicherung enthalten waren. Es bestand die Gefahr, daß sich die Ämter gemeinsam mit verschiedenen Stoffherstellern eigene Regeln erarbeiten, was schon nach wenigen Jahren zu einer völlig unübersichtlichen Entwicklung und zu einem Hemmnis in der Weiterentwicklung von Betonersatz- und Oberflächenschutzsystemen geführt hätte.

Der Bundesminister für Verkehr ergriff deshalb im Jahre 1984 die Initiative und ließ in verschiedenen Arbeitsausschüssen das erste Regelwerk in Deutschland erarbeiten, das im Jahre 1987 als "Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen", Ausgabe 1987 (ZTV-SIB 87), veröffentlicht und für Brücken und andere Ingenieurbauwerke der Bundesfernstraßen, der Bundeswasserstraßen und der Deutschen Bundesbahn verbindlich wurde [3], [4], [5].

Inzwischen gehen auch immer mehr private Auftraggeber dazu über, die ZTV-SIB 87 in ihre Bau-

verträge aufzunehmen. Dies ist auch sinnvoll, weil es bisher in Deutschland kein weiteres durch staatliche Behörden eingeführtes Regelwerk gibt, und Stahlbeton- und Spannbetonbauwerke des Ingenieurhoch- und Ingenieurtiefbaues in den meisten Fällen hinsichtlich ihrer Betonfestigkeitsklassen und Beanspruchungen mit Brücken und anderen Ingenieurbauwerken von Verkehrswegen vergleichbar sind.

Die Ausgabe 1987 der ZTV-SIB enthält noch keine vollständigen Regeln für spritzbaren PCC (Polymer-Cement-Concrete). Auch fehlen Regeln für Oberflächenschutzsysteme. Nach einer Anwendungszeit von etwa zwei Jahren liegen erste Erfahrungen mit dem neuen Regelwerk vor. Erfahrungsberichte der Straßenbauverwaltungen der Bundesländer, Stellungnahmen der Bauwirtschaft, der Baustoffhersteller und der Materialprüfämter wurden ausgewertet und für die Neuausgabe berücksichtigt. Außerdem wurden die noch fehlenden Teile ergänzt.

Die Ausgabe 1990 der ZTV-SIB wurde inzwischen fertiggestellt und am 2. November 1990 vom Bundesminister für Verkehr eingeführt [6]. Die ZTV-SIB 90 sind ab Januar 1991 beim Verkehrsblatt-Verlag in Dortmund zu beziehen.

## 2 Bedeutung, Inhalt, Gliederung

Die ZTV-SIB 90 sind sogenannte "Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen" im Sinne von § 1 Nr. 2 d der Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB), Teil B, wenn sie Bestandteil eines Bauvertrages sind. Diese Vertragsbedingungen sind als Textteile durch einen senkrechten Strich gekennzeichnet und für den Auftragnehmer (AN) verbindlich.

Darüber hinaus enthalten die ZTV-SIB 90 aber auch Richtlinien, die als Textteile kursiv gedruckt und für die Straßen- und Autobahnämter als Auftraggeber (AG) verbindlich sind.

Abb. 2: Anhänge zur ZTV-SIB 90

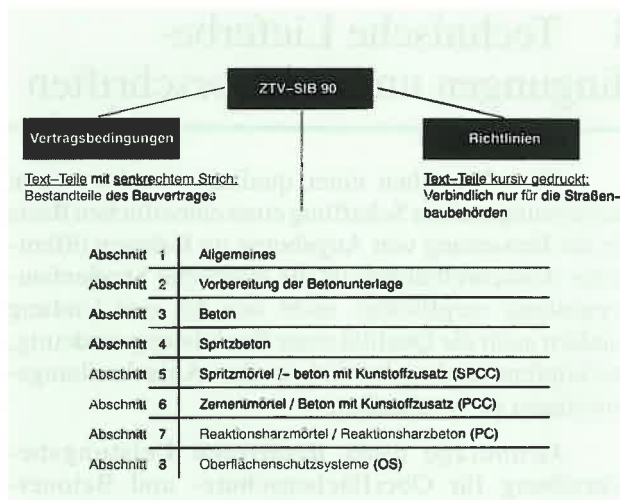


Abb. 1: Bedeutung, Inhalt, Gliederung der ZTV-SIB 90

Bedeutung, Inhalt und Gliederung der ZTV-SIB 90 sind aus **Abb. 1** ersichtlich. Die Abschnitte 1 "Allgemeines" und 2 "Vorbereiten der Betonunterlage" enthalten Regelungen, die im Falle einer vertraglichen Vereinbarung der ZTV-SIB 90 immer gelten. Die weiteren Abschnitte 3 bis 8 enthalten jeweils baustoffspezifische Regelungen für verschiedene Oberflächenschutz- und Betonersatzsysteme.

Die ZTV-SIB 90 enthalten außerdem elf Anhänge, die ebenfalls vertraglich verbindlich und bei der Bauausführung zu beachten sind bzw. von den Dienststellen der Straßenbauverwaltung beachtet werden müssen. Eine Zusammenstellung enthält **Abb. 2**.

- Anhang 1 : Abzüge für die Über- oder Unterschreitungen von Grenzwerten
- Anhang 2 : Technische Prüfvorschrift für die Bestimmung der Abreißfestigkeit
- Anhang 3 : Technische Prüfvorschrift für die Bestimmung der Betonfeuchte mit dem CM-Gerät
- Anhang 4 : Technische Prüfvorschrift für die Bestimmung der Rauhtiefe mit dem Sandflächenverfahren
- Anhang 5 : Technische Prüfvorschrift für die Bestimmung der Qualität von Hydrophobierungen
- Anhang 6 : Anlage zum Bauwerksbuch nach DIN 1076
- Anhang 7 : Anforderungen an witterungsbedingte Schutzeinrichtungen
- Anhang 8 : Technische Prüfvorschriften für die Bestimmung der Schichtdicken von Oberflächenschutzsystemen
- Anhang 9 : Zusammenstellung der Eigenüberwachungsprüfungen der Ausführung für die Abschnitte 2, 5, 6, 7 und 8, der zusätzlichen Eigenüberwachungsprüfungen der Ausführung zu ZTV-K und DIN 1045 für den Abschnitt 3 und zu DIN 18 551 für den Abschnitt 4
- Anhang 10 : Taupunktabelle
- Anhang 11 : Normen und sonstige Technische Regelwerke

### 3 Technische Lieferbedingungen und Prüfvorschriften

Zum Erreichen einer qualitativ hochwertigen Bauleistung und zur Schaffung einer einheitlichen Basis für die Bewertung von Angeboten im Rahmen öffentlicher Ausschreibungen ist die staatliche Straßenbauverwaltung verpflichtet, nicht nur Art und Umfang sondern auch die Qualität einer Bauleistung eindeutig, erschöpfend und einheitlich in den Ausschreibungsunterlagen zu beschreiben.

Grundlage einer derartigen Leistungsbeschreibung für Oberflächenschutz- und Betonersatzsysteme sind die "Technischen Lieferbedingungen" (TL).

Die TL enthalten Anforderungen an die Stoffe und Stoffsysteme sowie Angaben über Art und Umfang der erforderlichen Prüfungen im Rahmen der Grundprüfung (auch als "Zulassungsprüfung" zu bezeichnen) und der Güteüberwachung, bestehend aus der Eigenüberwachung der Stoffhersteller und der Fremdüberwachung durch ein vom Bundesminister für Verkehr zugelassenes Materialprüfamt.

Die TL richten sich in erster Linie an die Hersteller von Stoffen und Stoffsystemen nach den ZTV-SIB 90 und an die Materialprüfämter, die Grundprüfungen durchführen, sowie an die fremdüberwachenden Stellen.

Die in den TL formulierten Anforderungen werden nach den "Technischen Prüfvorschriften" (TP) überprüft. Der Prüfumfang für Betonersatzsysteme aus Reaktionsharzmörtel bzw. Reaktionsharzbeton (PC = Polymer Concrete) erstreckt sich im wesentlichen auf die Ausgangsstoffe, den Frischmörtel, den Festmörtel und den Verbundkörper.

Durch den Einsatz erheblicher Forschungsmittel des Bundesministers für Verkehr wurden in den zurückliegenden fünf Jahren neue Prüfverfahren entwickelt und von der stoffherstellenden Industrie bereits angewendete Prüfverfahren verbessert.

### 4 Liste der geprüften Stoffe

Nach den ZTV-SIB 90 dürfen nur solche Stoffe und Stoffsysteme eingesetzt werden, die in der "Liste der geprüften Stoffe und Stoffsysteme" enthalten sind. Diese "Listen", getrennt nach den verschiedenen Oberflächenschutz- und Betonersatzsystemen, werden bei der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) geführt und durch den Bundesminister für Verkehr im Verkehrsblatt (amtliches Verkündigungsorgan) veröffentlicht.

Stoffe und Stoffsysteme, die den Anforderungen der TL genügen, werden auf Antrag des Herstellers in die jeweilige "Liste" aufgenommen. Dazu sind vom Antragsteller folgende Unterlagen bei der BASt einzureichen:

#### 1. Zeugnis(se) der Grundprüfung

Die Grundprüfung darf nur von Materialprüfämtern durchgeführt werden, die vom Bundesminister für Verkehr hierfür zugelassen sind.

#### 2. Überwachungsvertrag

Der Stoffhersteller ist verpflichtet, im Rahmen der Güteüberwachung der Stoffherstellung mit einem vom Bundesminister für Verkehr zugelassenen Materialprüfamt einen Vertrag zur "Fremd-Überwachung" seiner Stoffproduktion abzuschließen.

#### 3. Ausführungsanweisung

In jeder TL sind Festlegungen enthalten, zu welchen Punkten der Stoffhersteller Angaben in der Ausführungsanweisung machen muß und wie diese zu gliedern ist. Ist die Ausführungsanweisung vollständig und in Ordnung, erhält sie den Sichtvermerk der BASt. Nur nach dieser mit Sichtvermerk versehenen Ausführungsanweisung darf auf der Baustelle gearbeitet werden.

### 5 Anforderungen und Anwendungskriterien

Nach Abschnitt 1 der ZTV-SIB 90 sind an Oberflächenschutz- und Betonersatzsysteme grundsätzlich die in **Abb. 3** zusammengestellten Anforderungen

(1) Ein der Betonunterlage angepaßtes Festigkeits- und Verformungsverhalten
(2) Abreiß- und scherfester Verbund mit der Betonunterlage (ggf. auch unter dynamischer Beanspruchung)
(3) Die Gebrauchsfestigkeit und die Dauerhaftigkeit der Betonunterlage dürfen nicht beeinträchtigt werden
(4) Hoher Frost- und Tausalz widerstand
(5) Schutz der Bewehrung gegen Korrosion (gilt nur für Betonersatzsysteme)
(6) Alterungs-, Volumen, Alkali- und Wasserbeständigkeit sowie Wasserundurchlässigkeit und Wasserdampfdurchlässigkeit und ggf. Bitumenbeständigkeit
(7) Verträglichkeit der verwendeten Baustoffe untereinander
(8) Hemmende Wirkung gegen das Eindringen von Schadgasen (z. B. CO <sub>2</sub> und SO <sub>2</sub> )
(9) Hinreichende Verträglichkeit mit vorhandenen Betonersatz- und Oberflächenschutzsystemen
(10) Praxisgerechte Verarbeitungszeit, breite Klimaspanne
(11) Baustellengerechte Verarbeitbarkeit, auch bei Arbeiten in Zwangslagen (Überkopfarbeit)

Abb. 3: Eigenschaften von BE- und OS-Systemen

Betonersatz	Schichtdicke	Größe der Fläche	Lage der instanzzu-setzenden Fläche	Verkehrsbeschränkungen während der Erhär-tungsphase
Beton B II	> = 5 cm	keine Einschränkungen	Bauteiloberseiten, senk-rechte oder stark ge-neigte Flächen, (mit Schalung)	im Einzelfall erforderlich
Spritzbeton B II	> = 3 cm bzw. < = 5 cm	keine Einschränkungen	senkrechte oder stark geneigte Flächen, Bauteilunterseiten	im Einzelfall erforderlich
SPCC	1 cm bis 5 cm	keine Einschränkungen	senkrechte oder stark geneigte Flächen, Bauteilunterseiten	nicht erforderlich
PCC	1 cm bis 10 cm	keine Einschränkungen	keine Einschränkungen	nicht erforderlich
PC	ab 0,8 cm	etwa 1 m <sup>2</sup>	keine Einschränkungen	nicht erforderlich

Abb. 4: Anwendungskriterien für Betonersatzsysteme

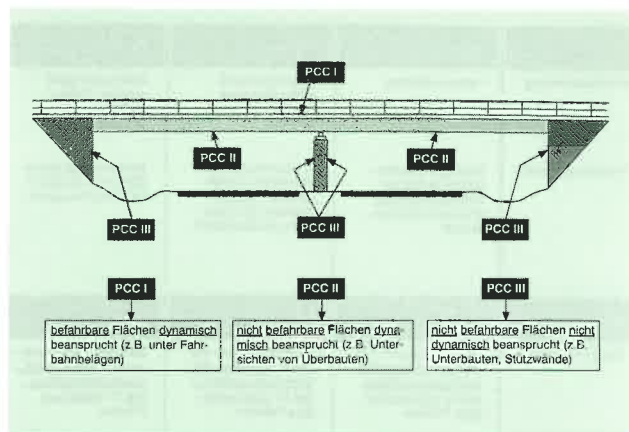


Abb. 6: Anwendungsbereiche von PCC

Anwendungsfall	Beanspruchung	Bauteile
SPCC II	dynamisch	alle
SPCC II nfB	dynamisch	nicht mit freiliegender, zu umhüllender Beweh-rung
SPCC III	nicht dynamisch	alle
SPCC nfB	nicht dynamisch	nicht mit freiliegender, zu umhüllender Beweh-rung

Abb. 5: Anwendungsfälle von Spritzmörtel/-beton mit Kunststoffzusatz (SPCC)

Anwendungsfall	Beanspruchung	Bauteile
PC O	dynamisch und nicht dynamisch	Waagerechte und schwachgeneigte Oberseiten
PC U	dynamisch und nicht dynamisch	Unterseiten, senkrechte und stark geneigte Flächen

Abb. 7: Anwendungsfälle für Reaktionsharzmörtel/ Reaktionsharzbeton (PC)

zu stellen. Hinzu kommen für die einzelnen Arten noch einige materialspezifische Anforderungen, die in den jeweils zugehörigen Abschnitten 3 bis 8 der ZTV-SIB 90 festgelegt sind.

Die in den ZTV-SIB 90 geregelten BE-Systeme und ihre Anwendungskriterien sind in **Abb. 4** zusammengestellt.

Kunststoffhaltige BE-Systeme aus spritzbarem Zementmörtel/Beton mit Kunststoffzusatz (SPCC), Zementmörtel/Beton mit Kunststoffzusatz (PCC) und Reaktionsharzmörtel/Reaktionsharzbeton (PC) müssen außerdem, abgestimmt auf die jeweiligen Anwendungs-fälle in den Grundprüfungen, weitere spezielle Anfor-derungen erfüllen.

Die hieraus abgeleiteten Anwendungsfälle sind für SPCC in **Abb. 5** dargestellt, wobei nach zwei Be-anspruchungsarten (dynamisch, nicht dynamisch) und Schadenskategorien der Bauteile unterschieden wird.

Eine wesentliche Anforderung an BE-Systeme für Überbauten von Brücken besteht in der Forderung nach Einbau unter Aufrechterhaltung des Verkehrs,

also unter dynamischen Beanspruchungen. Weil aber Widerlager und Pfeiler in dieser Weise nicht bean-sprucht werden, wurde bei den kunststoffmodifizierten Betonen (PCC) gemäß **Abb. 6** eine Einteilung in An-wendungsbereiche vorgenommen, die nach befahrba-ren oder nicht befahrbaren Flächen und dynamisch oder nicht dynamisch beanspruchten Bauteilen unter-scheiden.

Bei den Betonersatzsystemen aus Reaktions-harzmörtel/Reaktionsharzbeton (PC) werden dagegen nach **Abb. 7** nur zwei Anwendungs-fälle unterschieden, nämlich waagerechte und schwach geneigte Bauteil-oberseiten, sowie Bauteilunterseiten, senkrechte und stark geneigte Flächen und zwar sowohl dynamisch als auch nicht dynamisch beansprucht.

Die ZTV-SIB 90 unterscheiden grundsätzlich zwei Arten von Oberflächenschutzsystemen, nämlich die Hydrophobierung (OS-A) und die Beschichtungen (OS-B bis OS-F).

Kurzbeschreibung und Anwendungsbereiche der OS-Systeme sind in **Abb. 8** zusammengestellt.

System	OS-A	OS-B	OS-C
Kurzbeschreibung	Hydrophobierung	Beschichtung für nicht befahrbare Flächen	Beschichtung mit erhöhter Dichtigkeit für nicht befahrbare Flächen
Anwendungsbereich	Bedingter Feuchteschutz bei frei bewitterten Betonflächen, z.B. Brückenkappen	Freibewitterte Betonflächen mit ausreichendem Wasserablauf im Sprühbereich von Tausalzen	Freibewitterte Betonflächen im Sprühbereich von Tausalzen
System	OS-DI OS-DII	OS-E	OS-F
Kurzbeschreibung	Beschichtung mit mindestens geringer Reißüberbrückungsfähigkeit für nicht befahrbare Flächen	Beschichtung mit mindestens erhöhter Reißüberbrückungsfähigkeit für nicht befahrbare Flächen	Beschichtung mit mindestens erhöhter Reißüberbrückungsfähigkeit für befahrbare Flächen
Anwendungsbereich	Freibewitterte Betonflächen im Sprühbereich von Tausalzen. Geeignet für Bauteile mit Schwindrissen	Freibewitterte Betonflächen im Sprüh- und Spritzbereich von Tausalzen. Geeignet für Bauteile mit Schwind- und Trennrissen	Freibewitterte Betonflächen im Sprüh- und Spritzbereich von Tausalzen. Geeignet für Bauteile mit Schwind- und Trennrissen und planmäßiger mechanischer Beanspruchung

Abb. 8: Oberflächenschutzsysteme

Bei Planung und Bauvorbereitung von Oberflächenschutzmaßnahmen ist zu beachten, daß OS-Systeme bei neuen Betonbauteilen wegen ihrer zeitlich begrenzten Wirksamkeit im Vergleich zu einer ausreichend dicken und dichten Betondeckung der Bewehrung (4 bis 5 cm) nicht gleichwertig sind. Außerdem ist zu beachten, ob die Möglichkeit einer rückseitigen Durchfeuchtung von zu beschichtenden Betonbauteilen ausgeschlossen werden kann. Wichtig ist auch, daß gerissene Bauteile, bei denen Risse Spannglieder kreuzen, trotz Füllens dieser Risse nicht mit einer reiüberbrückenden Beschichtung versehen werden dürfen. Hierzu sind in [6] entsprechende Hinweise gegeben.

## 6 Planung, Ausschreibung, Bauvorbereitung, Ausführung

Der Ablauf einer Instandsetzungsmaßnahme ist in **Abb. 9** dargestellt.

Ausgangspunkt einer jeden Instandsetzungsmaßnahme ist ein Prüfbefund nach DIN 1076 [7]. Jedoch reicht nur bei geringen Schäden dieser Prüfbefund für die Planung einer Schutz- und Instandsetzungsmaßnahme aus. In der Regel muß die Straßenbaubehörde eine umfassende Planung, Bauvorbereitung und Bauüberwachung durchführen.

Grundlage der Planung ist eine dem jeweiligen Bauwerk angepaßte umfassende Bestandsaufnahme. Mögliche Kriterien zur Beschreibung des Ist-Zustandes eines Bauteiles, die dafür notwendigen Untersuchungsmethoden und Hilfsmittel sowie die Be-

wertung der Untersuchungsergebnisse sind in Tabelle 1 der ZTV-SIB 90 aufgeführt.

Aufgrund der Ergebnisse der Bestandsaufnahme und des Schadensbildes erfolgt dann die Schadensbeurteilung mit ggfs. notwendigen Standsicherheitsnachweisen.

Anschließend muß durch vergleichende Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen über die Notwendigkeit, Dringlichkeit und den Umfang der durchzuführenden Schutz- und Instandsetzungsmaßnahme entschieden werden.

Im nächsten Schritt wird dann ein Schutz- und Instandsetzungskonzept entworfen, das Grundlage für die Bauvorbereitung und die spätere Bauausführung und Bauüberwachung ist.

Abgeschlossen wird eine Maßnahme mit einer umfassenden Dokumentation nach Anhang 6 der ZTV-SIB 90.

Die ZTV-SIB 90 werden für den vorbeugenden oder nachträglichen Schutz und die Instandsetzung von oberflächennahem Beton an Brücken und vergleichbaren Ingenieurbauwerken angewendet. Die Abgrenzung

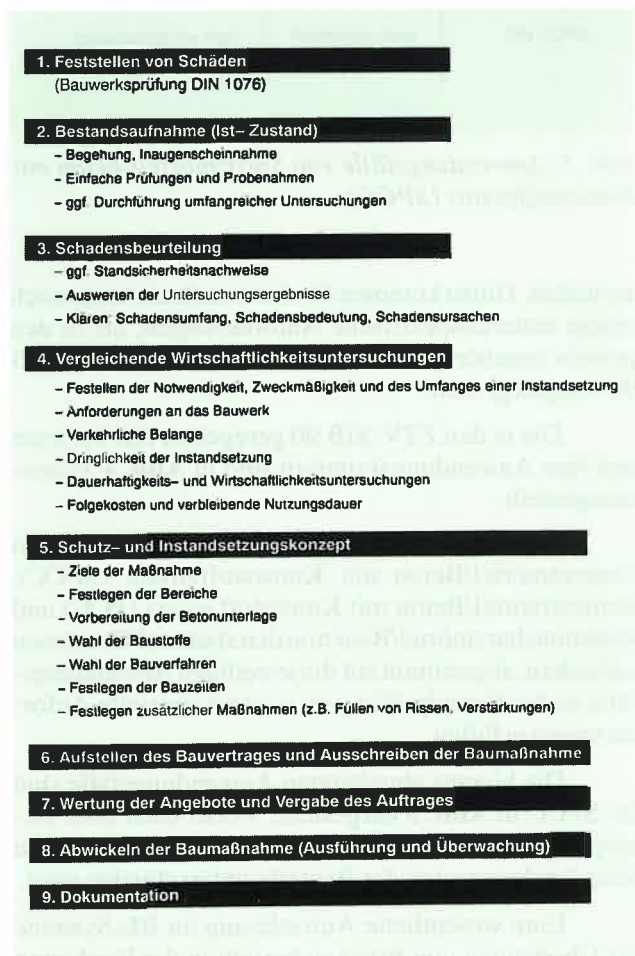


Abb. 9: Ablauf einer Instandsetzungsmaßnahme

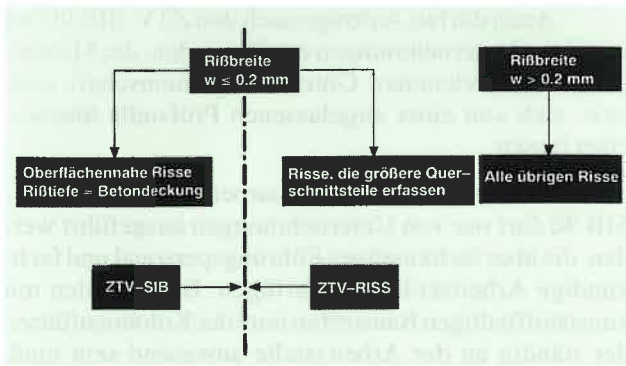


Abb. 10: Abgrenzung zwischen ZTV-SIB und ZTV-RISS

zu den ZTV-RISS 88 [8] zeigt Abb. 10, die Abgrenzung zu den ZTV-BEL-B 87 [9] Abb. 11.

Danach dürfen nur oberflächennahe Risse, die bis in den Bereich der Betondeckung reichen und nicht breiter als 0,2 mm sind, nach den ZTV-SIB 90 behandelt werden.

Jede Schutz- und Instandsetzungsmaßnahme erfordert eine sorgfältige Vorbereitung der Betonunter-

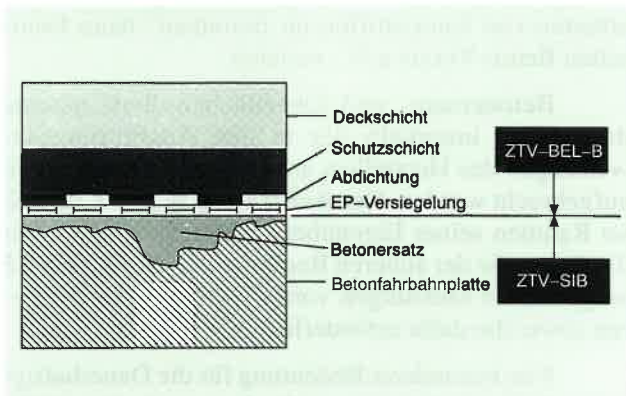


Abb. 11: Abgrenzung zwischen ZTV-SIB und ZTV-BEL-B

Abtragen	- Stemmen	- Druckwasserstrahlen
	- Fräsen	
Entfernen	- Strahlen	- Druckluftstrahlen
		- Nebelstrahlen
		- Druckstrahlen mit Wasser-Sand-Gemisch
Säubern	- Staubfreies Strahlen	- Feuchtstrahlen
	- Flammstrahlen	- rotierende Stahlbürsten
	- Bürsten	- Schleifgeräte
	- Schleifen	- Abblasen mit Druckluft
		- Absaugen
		- Wasserstrahlen
	- Dampfstrahlen	
		- Heißwasserstrahlen

Abb. 12: Verfahren für die Vorbereitung von Betonunterlagen

lage. Sie ist so zu bearbeiten, daß ein fester und dauerhafter Verbund zwischen Altbeton und dem aufzubringenden Betonerersatz bzw. Oberflächenschutz erzielt wird. Die ZTV-SIB 90 unterscheiden die in Abb. 12 zusammengestellten drei Verfahren der Vorbereitung:

- Abtragen von schadhaftem Beton/Betonersatz,
- Entfernen von minderfesten arteigenen oder artfremden Schichten und
- Säubern der Betonoberfläche.

Die geläufigen Verfahren mit Hinweisen zur Anwendung sind in Tabelle 2 der ZTV-SIB 90 zusammengestellt.

Die Auswahl des Vorbereitungsverfahrens ist weitgehend unabhängig vom später verwendeten Betonerersatz- bzw. Oberflächenschutzsystem. Mögliche Auswahlkriterien sind jedoch:

- Zustand des Bauwerkes,
- geplantes Schutz- und Instandsetzungskonzept,
- Lage und Größe der Flächen,
- Auswirkungen auf den "gesunden" Altbeton,
- Umweltverträglichkeit und
- Wirtschaftlichkeit.

Beim Aufstellen der Ausschreibungsunterlagen, vor allem der Leistungsbeschreibung, sind nach den ZTV-SIB 90 die in Abb. 13 aufgeführten Festlegungen zu beachten und später im Bauvertrag zu vereinbaren.

Das Aufstellen des Leistungsverzeichnisses erfolgt auf der Grundlage des Leistungsbereiches 124 des Standardleistungskataloges (STLK) "Schutz- und Instandsetzung von Betonbauteilen" [10], der zur Zeit überarbeitet und auf die ZTV-SIB 90 abgestimmt wird.

Nach den ZTV-SIB 90 dürfen für die Betonerersatzsysteme SPCC, PCC und PC sowie für die

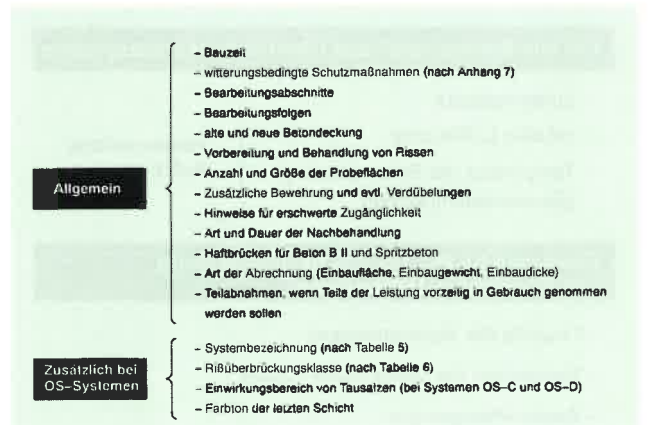


Abb. 13: Festlegungen in der Leistungsbeschreibung

Oberflächenschutzsysteme OS nur Stoffe und Stoffsysteme eingesetzt werden, die in der "Liste der geprüften Stoffe und Stoffsysteme" enthalten sind. Von den Straßen- und Autobahnämtern dürfen deshalb bei der Angebotswertung nur Stoffe und Stoffsysteme dieser "Liste" berücksichtigt werden. Angebote mit anderen Stoffen und Stoffsystemen dürfen nicht gewertet werden. Die in der "Liste" enthaltenen Stoffe und Stoffsysteme müssen von den Straßenbaubehörden als gleichwertig behandelt werden, so daß eine qualitative Bewertung entfällt und für eine Auftragserteilung im wesentlichen nur der Angebotspreis maßgebend ist.

Im Geschäftsbereich des Bundesministers für Verkehr gibt zur Zeit zwei "Listen" und zwar für PCC und PC.

Um allen Stoffherstellern gleiche Startbedingungen zu geben, wird es "Listen" für SPCC und OS-Systeme erst nach Ablauf einer Übergangszeit geben.

Bei der Angebotswertung müssen die Straßen- und Autobahnämter außerdem darauf achten, ob die anbietenden Unternehmungen die Anforderungen der ZTV-SIB 90 bezüglich des Personals und der Geräte/ Einrichtungen gemäß **Abb. 14** erfüllen.

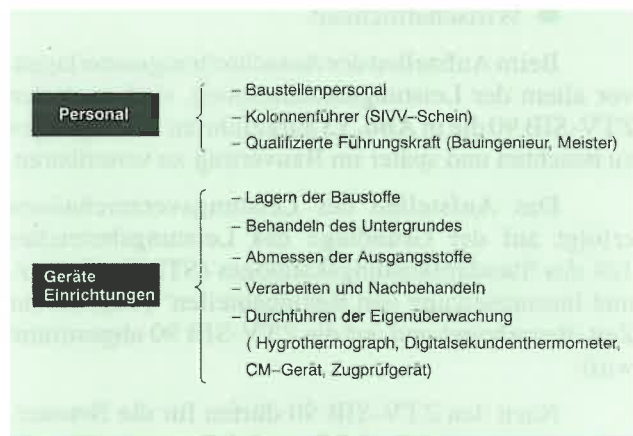


Abb. 14: Anforderungen an Unternehmen

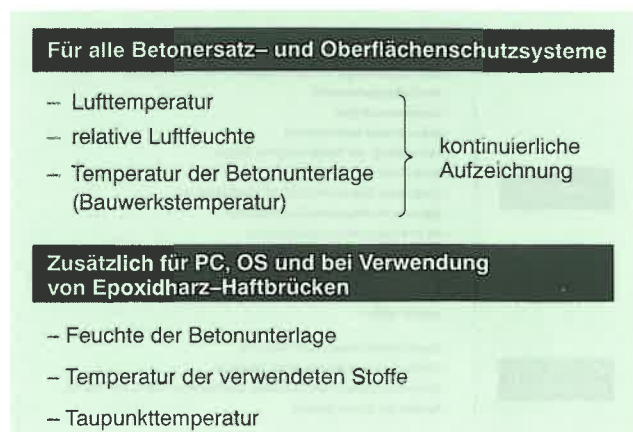


Abb. 15: Kontrolle der äußeren Bedingungen

Auch dürfen Aufträge nach den ZTV-SIB 90 nur an solche Unternehmungen erteilt werden, die Mitglieder einer anerkannten Güteschutzgemeinschaft sind, bzw. sich von einer zugelassenen Prüfstelle überwachen lassen.

Die Ausführung von Bauarbeiten nach den ZTV-SIB 90 darf nur von Unternehmungen ausgeführt werden, die über fachkundiges Führungspersonal und fachkundige Arbeitskolonnen verfügen. Bei Arbeiten mit kunststoffhaltigen Baustoffen muß der Kolonnenführer, der ständig an der Arbeitsstelle anwesend sein muß, nachweislich geschult worden sein. Als Nachweis wird die Bescheinigung des Ausbildungsbeirates "Verarbeiten von Kunststoffen im Betonbau" beim Deutschen Beton-Verein e. V. (sog. SIVV-Schein: Schutz, Instandsetzen, Verbinden und Verstärken) verlangt.

Bei der Ausführung von Instandsetzungsmaßnahmen mit Spritzmörtel/-beton mit Kunststoffzusatz (SPCC) dürfen nur Düsenführer eingesetzt werden, die eine vom Auftraggeber anerkannte Prüfung abgelegt haben.

Nach Ablauf einer Übergangszeit wird als Nachweis eine Bescheinigung über die bestandene Düsenführerprüfung, ausgestellt vom Ausbildungsbeirat "Verarbeiten von Kunststoffen im Betonbau" beim Deutschen Beton-Verein e.V., verlangt.

Betonersatz- und Oberflächenschutzsysteme dürfen nur innerhalb der in den Ausführungsanweisungen des Herstellers angegebenen Grenzwerten aufgebracht werden. Der Auftragnehmer muß deshalb im Rahmen seiner Eigenüberwachungsprüfungen für die Kontrolle der äußeren Bedingungen die in **Abb. 15** aufgeführten Messungen vornehmen und protokollieren sowie die dafür erforderlichen Geräte vorhalten.

Von besonderer Bedeutung für die Dauerhaftigkeit jeder Instandsetzungsmaßnahme ist die Durchführung der notwendigen Nachbehandlung des eingebauten Betonersatzsystems. Für die Nachbehandlung der kunststoffhaltigen Betonersatzsysteme ist die Ausführungsanweisung des Herstellers maßgebend. Bis auf den PC beträgt die Mindstdauer der Nachbehandlung aller Betonersatzsysteme fünf Tage.

## 7 Qualitätssicherung

Aus der Sicht der Straßenbauverwaltungen Deutschlands hat die Qualitätssicherung der Stoffe bzw. Stoffsysteme und der Bauausführung einen hohen Rang. Der Grund hierfür ist, daß alle Arbeiten unter Aufrechterhaltung des Verkehrs und unter Ausnutzung

nur weniger Monate eines Jahres mit günstiger Witterung ausgeführt werden können. Fehlschläge, d. h. eine "Instandsetzung der Instandsetzung", müssen deshalb vermieden werden.

Grundsätzlich wird unterschieden in:

- Qualitätssicherung der Stoffherstellung und
- Qualitätssicherung der Bauausführung.

## 7.1 Qualitätssicherung der Stoffherstellung

Die Qualitätssicherung der Stoffherstellung setzt sich zusammen aus:

- Grundprüfungen bzw. Eignungsprüfungen (Abb. 16) und
- Güteüberwachung entsprechend DIN 18 200, bestehend aus Eigenüberwachungs- und Fremdüberwachungsprüfungen (Abb. 17).

Durch die Grundprüfungen wird die grundsätzliche Eignung der Stoffe bzw. Stoffsysteme für den

vorgesehenen Verwendungszweck nachgewiesen. Durch die Eignungsprüfungen wird die Eignung der Stoffe bzw. Stoffsysteme für den vorgesehenen Verwendungszweck entsprechend den Anforderungen des Bauvertrages nachgewiesen.

Grundprüfungen sind für alle kunststoffhaltigen Stoffe und Stoffsysteme vorgesehen, während bei den rein zementgebundenen Stoffen Beton (nach DIN 1045) und Spritzbeton (nach DIN 18 551) die weniger aufwendigen Eignungsprüfungen verlangt werden.

Gegenüber Beton und Spritzbeton enthalten die "neuen" Betonersatz- und Oberflächenschutzsysteme als zusätzliche Stoffkomponente den Kunststoff. Dieser organische Zusatz bewirkt je nach Art und Zugabemenge sehr unterschiedliche Materialeigenschaften, so daß eine hinreichende Beurteilung der gewünschten Eigenschaften nur mit einem größeren Prüfaufwand möglich ist.

Bei den Oberflächenschutzsystemen liegen zwar keine Mehrstoffsysteme, sondern höchstens zwei- und mehrkomponentige Systeme vor, doch rechtfertigt das komplizierte Zusammenspiel zwischen Beton und aufgetragenen OS-Systemen auch hier die Durchführung von Grundprüfungen.

Art und Umfang der Grundprüfungen sind im übrigen in den TL festgelegt.

Grundprüfungen und Fremdüberwachungsprüfungen für BE-Systeme werden zur Zeit von sechs Materialprüfämtern durchgeführt, die vom Bundesminister für Verkehr hierfür zugelassen sind, nämlich:

### Für PCC und PC:

1. Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin
2. Institut für Bauforschung, Technische Hochschule Aachen
3. Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Technische Universität Braunschweig

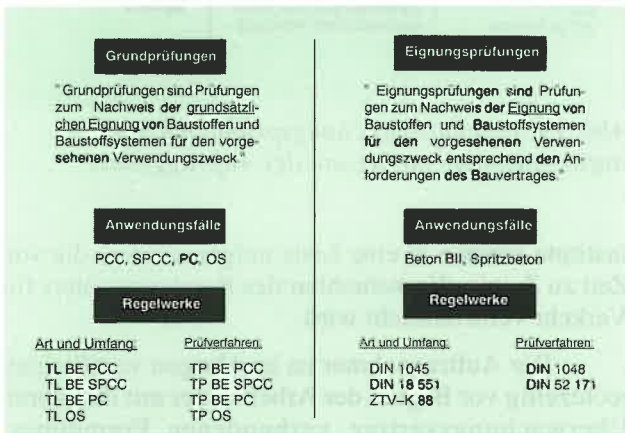


Abb. 16: Grundprüfungen und Eignungsprüfungen



Abb. 17: Güteüberwachung entsprechend DIN 18 200

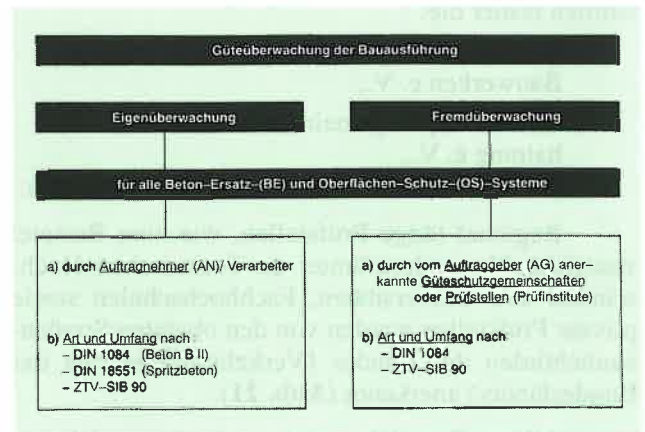


Abb. 18: Güteüberwachung entsprechend DIN 18 200



4. Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung und Prüfamts für bituminöse Baustoffe und Kunststoffe, Technische Universität München

5. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe

6. Lehrstuhl für Werkstoffe des Bauwesens, Universität Dortmund.

**Für PC:**

1. Forschungs- und Materialprüfanstalt Baden-Württemberg, Stuttgart

**7.2 Qualitätssicherung der Bauausführung**

Die Qualitätssicherung der Bauausführung besteht aus

- der Güteüberwachung entsprechend DIN 18 200, bestehend aus Eigenüberwachungs- und Fremdüberwachungsprüfungen (**Abb. 18**) und
- Kontrollprüfungen.

Eine Zusammenstellung aller vom Unternehmer (Auftragnehmer) durchzuführenden Eigenüberwachungsprüfungen enthält der Anhang 10 der ZTV-SIB 90. In **Abb. 19** sind alle diejenigen Eigenüberwachungsprüfungen aufgeführt, die nur im Beisein des Auftraggebers durchgeführt werden dürfen. Die Zusammenstellung der Eigenüberwachungsprüfungen nach Anhang 10 ist die Grundlage für die Tätigkeit der fremdüberwachenden Stellen und stellt sicher, daß die Fremdüberwachung einheitlich verfährt, und zwar auch dann, wenn unterschiedliche Stellen an unterschiedlichen Bauwerken tätig werden.

Als Fremdüberwacher der Bauausführung im Rahmen der ZTV-SIB 90 dürfen nur Institutionen tätig werden, die von der Straßenbauverwaltung anerkannt sind. Bundesweit tätige Institutionen, zum Beispiel überregionale Güteschutzgemeinschaften, werden vom Bundesminister für Verkehr anerkannt. Anerkannt wurden bisher die:

- Güteschutzgemeinschaft Erhaltung von Bauwerken e. V.,
  - Bundesgütegemeinschaft Beton-erhaltung e. V.,
- jeweils mit ihren Landesverbänden (**Abb. 20**).

Regional tätige Prüfstellen, wie zum Beispiel staatliche Materialprüfämter an Technischen Hochschulen und Universitäten, Fachhochschulen sowie private Prüfstellen werden von den obersten Straßenbaubehörden der Länder (Verkehrsministerien der Bundesländer) anerkannt (**Abb. 21**).

Alle zur Fremdüberwachung der Bauausführung zugelassenen Güteschutzgemeinschaften und Prüf-

Betonersatz, Gegenstand der Prüfung	Art der Prüfung	Anforderung
Betonunterlage	Abreißfestigkeit nach Anhang 2	Tabelle 3
Beton B.II, fertiges Bauteil	Abklopfen auf Hohlstellen	keine Hohlstellen
Spritzbeton, fertiges Bauteil	Abreißfestigkeit nach Anhang 2	Abschnitt 4.6.3
	Abklopfen auf Hohlstellen	keine Hohlstellen
SPCC, fertiges Bauteil	Abreißfestigkeit nach Anhang 2	Abschnitt 5.6.10
	Abklopfen auf Hohlstellen	keine Hohlstellen
PCC, fertiges Bauteil	Abreißfestigkeit nach Anhang 2	Abschnitt 6.6.8
	Abklopfen auf Hohlstellen bei PCC II und PCC III	keine Hohlstellen
PC, fertiges Bauteil	Abreißfestigkeit nach Anhang 2	Abschnitt 7.6.6
	Abklopfen auf Hohlstellen bei PC U	keine Hohlstellen
QS, Dicke der hauptsächlich wirksamen Oberflächenschutzschicht	Schichtdickenmessung nach Anhang 8	Ausführungsanweisung
	Ermittlung der Verbrauchs- bzw. Einbaumenge nach Anhang 8	Ausführungsanweisung, Vertrag
QS, Verbrauchs- bzw. Einbaumenge	Qualität der Hydrophobierung nach Anhang 5	Abschnitt 8.6.5 und 8.7.3
QS, fertige Schicht	Abreißfestigkeit des Feinspachtels nach Anhang 2	Tabelle 7

*Abb. 19: Eigenüberwachungsprüfungen des Auftragnehmers im Beisein des Auftraggebers*

institute werden in eine Liste aufgenommen, die von Zeit zu Zeit im Verkehrsblatt des Bundesministers für Verkehr veröffentlicht wird.

Der Auftragnehmer ist im übrigen verpflichtet, rechtzeitig vor Beginn der Arbeiten der mit ihm durch Überwachungsvertrag verbundenen Fremdüberwachung die Baumaßnahme anzuzeigen, damit die Fremdüberwachung auch durchgeführt werden kann. Das Überwachungszeichen muß sichtbar auf der Baustelle angebracht werden.

Unabhängig von den Eigen- und Fremdüberwachungsprüfungen kann die Bauüberwachung oder Straßenbauverwaltung (Auftraggeber) jederzeit alle Stoffe sowie deren Verarbeitung auf der Baustelle durch eigene Prüfungen kontrollieren oder kontrollieren lassen. Die Kosten dieser Kontrollprüfungen trägt der Auftraggeber.

Sämtliche Prüfungsergebnisse sind Grundlage für die Beurteilung der Bauleistung bei der Abnahme. Für alle Schutz- und Instandsetzungsmaßnahmen beträgt die Verjährungsfrist für die Gewährleistung fünf Jahre.



Abb. 20: Fremdüberwachung der Bauausführung

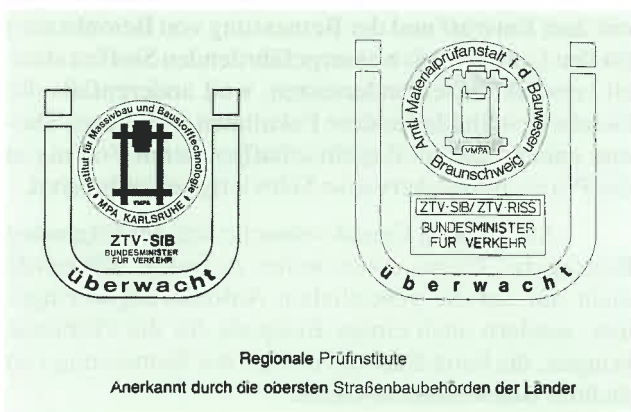


Abb. 21: Fremdüberwachung der Bauausführung

## 8 Zusammenfassung

Durch die in den ZTV-SIB 90 enthaltenen bautechnischen Regeln und Anforderungen sowie durch ein sinnvolles Qualitätssicherungs-System für die Stoffherstellung und Bauausführung sind in Deutschland die Voraussetzungen für qualitativ hochwertige und dauerhafte Schutz- und Instandsetzungsmaßnahmen an Betonbauteilen geschaffen worden.

Das Regelwerk ist so aufgebaut, daß es ohne Änderungen und Herstellen von Textauszügen unmittelbar zum Bestandteil eines Bauvertrages gemacht werden kann. Das schafft eindeutige Verhältnisse zwischen Bauherrn, Bauunternehmern und Stoffherstellern und fördert die Qualität der Bauleistung.

Zu danken ist deshalb allen Beteiligten, daß sie diesen langen und oft mühevollen Weg in so kooperativer Weise mitgegangen sind.

Die Erfolge bei der Anwendung der ZTV-SIB 90 stellen sich aber nur dann ein, wenn alle Beteiligten verantwortungsbewußt dafür sorgen, daß diese Regelungen auch wirklich in die Praxis umgesetzt werden.

Deshalb ist es wichtig, daß der Kenntnisstand der mit Schutz- und Instandsetzungsmaßnahmen befaßten Personen in der Bauwirtschaft, in den Bauverwaltungen und in den Ingenieurbüros weiter angehoben wird.

## Literatur

- [1] Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau: Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, Dokumentation 1982, Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund
- [2] Der Bundesminister für Verkehr: Bericht über Schäden an Bauwerken der Bundesverkehrswege, Januar 1984 (unveröffentlicht)
- [3] Der Bundesminister für Verkehr: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 17/1987, Verkehrsblatt, Heft 23/1987, Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund
- [4] Standfuß, F./Poppinga, H./Großmann, F./Budnik, J.: Die Zusätzlichen Technischen Vorschriften und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Erläuterungen zur Einführung des neuen Regelwerkes, Straße und Autobahn, Heft 1 und 2/1988
- [5] Standfuß, F./Poppinga, H./Großmann, F./Budnik, J.: ZTV-SIB 87, Ein Regelwerk für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauteilen an Brücken der Bundesfernstraßen, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7 und 8/1988
- [6] Der Bundesminister für Verkehr: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 20/1990, Verkehrsblatt, Heft 21/1990, Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund
- [7] Deutsches Institut für Normung (DIN): DIN 1076, Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen; Überwachung und Prüfung, Beuth-Verlag, Berlin
- [8] Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für das Füllen von Rissen in Betonbauteilen, Ausgabe 1988 (ZTV-RISS 88), Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund
- [9] Der Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau: Vorläufige Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für die Herstellung von Brückenbelägen auf Beton, Ausgabe 1987 (ZTV-BEL-B 1-3/87), Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund
- [10] Der Bundesminister für Verkehr: Standardleistungskatalog für den Straßen- und Brückenbau, Leistungsbereich 124: Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Ausgabe Mai 1987, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln

# Dichte Bauwerke für wassergefährdende Stoffe

## Gesetzliche Anforderungen für die Lagerung in Beton/ Entwurfs- und Bemessungsbeispiele

Bauwerke für die Lagerung wassergefährdender Flüssigkeiten sind, bezogen auf ihr statisches Tragverhalten, häufig nur sehr wenig anspruchsvolle Bauten. Die Anforderungen, die an solche Bauwerke hinsichtlich ihrer Dichtigkeit gestellt werden müssen, stellen den Ingenieur jedoch vor neue Fragen. Er muß die Entwicklungen auf diesem Gebiet aufmerksam verfolgen, damit er seinen Bauherren bestmöglich beraten kann. Der folgende Beitrag gibt einen Überblick über die jüngste Entwicklung, über die gesetzestechnischen Anforderungen sowie einige Beispiele für Entwurf und Bemessung dichter Bauwerke.

*Dr.-Ing. E. Wölfel ist seit 1991 Vorsitzender des deutschen Ausschusses für Stahlbeton und Abteilungsleiter im Institut für Bautechnik, Berlin*



## 1 Einführung

Die praktisch tätigen Bauingenieure müssen sich mit dem Entwurf und der Bemessung von Betonbauten für den Umgang mit wassergefährdenden Stoffen aktuell verstärkt auseinandersetzen, weil anderenfalls die Gefahr besteht, daß andere Fakultäten sich dieses Themas annehmen und Regeln schaffen, deren Vollzug in der Praxis möglicherweise Schwierigkeiten bereitet.

Aus diesem Grund versuche ich, im folgenden Beitrag das Thema etwas weiter zu fassen. Ich werde nicht nur auf die gesetzlichen Anforderungen eingehen, sondern auch einige Beispiele für die Probleme bringen, die beim Entwurf und bei der Bemessung von dichten Bauwerken auftreten.

Zur Einführung in die Problematik möchte ich an das Brandunglück von Sandoz erinnern. Möglicherweise ist die Summe unbekannt, die zur Beseitigung bzw. zur Vorsorge gegen Umweltschäden aus diesem Unglück entstanden sind:

Herold [3] gibt an, daß dies mindestens 10 Mio. US-Dollar sind, die auf die Sachversicherer zukommen. Heuser [4] schildert, wie sich diese Kosten zusammensetzen: Der Schutthaufen, der vom Brand übriggeblieben war, mit „beeindruckend toxischen Eigenschaften“, mußte gegen Niederschlagswasser geschützt werden, um zu vermeiden, daß kontaminiertes Niederschlagswasser in den Boden eindringt. Die durch den Brand deformierte Eisenkonstruktion mußte entfernt und anschließend ein Zelt über der Unglücksstelle errichtet werden. Der Schutthaufen mußte dann von Leuten in Schutzanzügen gesammelt, verpackt und in entsprechende Deponien gebracht werden. Es war anschließend notwendig, durch Bohrungen, Schürfungen und Bodenanalysen sich einen Überblick über das Ausmaß der bereits eingetretenen Schädigung, über die Bodenverhältnisse im Untergrund und über die Strömung des Grundwassers zu verschaffen. Aufgrund dieser Unterlagen mußten Entscheidungen getroffen werden, welcher Boden auszuheben und zu reinigen war und wo es ausreichte, den Boden zu belassen, ihn jedoch gegenüber dem Grundwasserstrom und dem Oberflächenwasser abzudichten. Für die Reinigung

des Bodens wurde eine Anlage errichtet (Abb. 1), die auf dem Prinzip der Flotation beruhte. Diese immensen Kosten hätten durch entsprechende Vorsorge vermieden werden können.

Doch nicht nur spektakuläre Ereignisse unterstreichen die Notwendigkeit der Vorsorge. Im Bereich jeder Abfüllstation, also auch jeder Tankstelle, sind Tropfverluste zu beobachten, die die Oberfläche verunreinigen. Viele Tankstellen sind mit Betonpflaster versehen, die Fugen zwischen den Pflastersteinen sind häufig nur mit Sand verfüllt, andere sind mit Mörtel oder Asphalt abgedichtet. Untersuchungen, die von der Umweltbehörde Hamburg veranlaßt wurden, zeigen, daß bei dieser Art der „Abdichtung“ Benzin und Dieselkraftstoff ständig in den Untergrund eindringen und durch die Mitnahme durch Oberflächenwasser in das Grundwasser gelangen. Möglicherweise entsteht ein immenser Sanierungsbedarf bei Tankstellen, der ebenfalls hätte vermieden werden können, wenn von vornherein entsprechende Abdichtungsmaßnahmen ergriffen worden wären. Herold [3] schreibt, daß aus der Sicht der Sachversicherer 80 Prozent der Umweltschäden aus menschlichem Versagen und 20 Prozent aus unvorhersehbaren Ereignissen kommen. Das menschliche Versagen hat wiederum zwei Ursachen, einmal Unwissenheit über die Folgen, die das Hantieren mit wassergefährdenden Stoffen haben kann, zum anderen die Fahrlässigkeit, die trotz des vorhandenen Wissens um die Gefahren zu Schäden führen kann. Unsere Aufgabe als Ingenieure bei der Planung und Ausführung sowie beim Betrieb von derartigen Anlagen ist es, die Anlagen unempfindlich gegenüber Fehlern bei deren Betrieb zu machen und Vorsorge gegen sogenannte unvorhersehbare Ereignisse zu treffen, in der Art, daß auch bei Eintreten dieser unvorhersehbaren Ereignisse das Schlimmste, nämlich die Verunreinigung der Umwelt mit den eben genannten Folgen, vermieden wird.

Nachlässigkeiten bei der Planung, dem Bau und dem Betrieb solcher Anlagen heute verursachen die Altlasten von morgen.

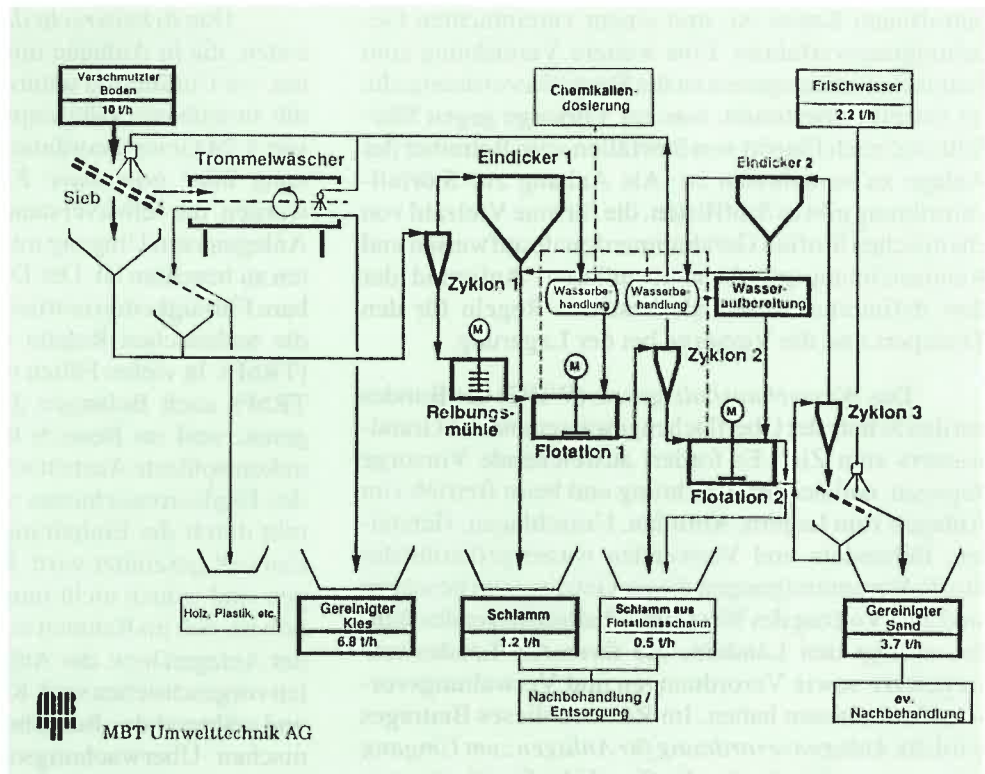


Abb. 1: Reinigungsanlage für kontaminierten Boden [3]

## 2 Gesetzliche Grundlagen

Der Gesetzgeber hat die Verpflichtung zur Vorsorge beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen erkannt und ist durch Gesetzgebungsverfahren, durch Erlass von Verordnungen und Verwaltungsanweisungen gerade in den letzten Jahren tätig geworden. Unterschiedliche Rechtsbereiche sind dabei zu beachten.

Auf dem Gebiet des Umweltrechtes hat der Bund das *Bundesimmissionsschutzgesetz* (BIMSchG) erlassen, dessen Ziel es ist, allgemein die Umwelt zu schützen und speziell Schutz vor Gefahren, erheblichen Nachteilen und erheblichen Belästigungen zu bieten. Das Bundesimmissionsschutzgesetz ist bei der Errichtung und beim Betrieb von solchen Anlagen zu beachten, von denen möglicherweise erhebliche Gefahren, Nachteile und Belästigungen ausgehen können. Es enthält die Ermächtigung zum Erlass von Verordnungen, von denen der Gesetzgeber bereits Gebrauch gemacht hat. Insbesondere hat er durch eine Durchführungsverordnung zum Immissionsschutzgesetz bestimmt, welche Anlagen nach dem Gesetz genehmigungsbedürftig sind. Abhängig von der möglichen Gefährdung, die von einer Anlage ausgehen kann, unterscheidet der Gesetzgeber zwischen dem normalen Genehmigungsverfahren, dessen wesentlicher Bestandteil eine öffentliche Anhörung der möglicherweise

betroffenen Kreise ist, und einem vereinfachten Genehmigungsverfahren. Eine weitere Verordnung zum Immissionsschutzgesetz ist die *Störfallverordnung*, die im einzelnen bestimmt, was zur Vorsorge gegen Störfälle und nach Eintritt von Störfällen vom Betreiber der Anlage zu veranlassen ist. Als Anhang zur Störfallverordnung gibt es Stofflisten, die für eine Vielzahl von chemischen Stoffen Gefahrenmerkmale aufweisen und Kennzeichnungspflichten postulieren. Aufgrund der dort definierten Merkmale bestehen Regeln für den Transport und die Vorsorge bei der Lagerung.

Das *Wasserhaushaltsgesetz* (WHG) des Bundes hat den Schutz der Oberflächengewässer und des Grundwassers zum Ziel. Es fordert ausreichende Vorsorge dagegen, daß bei der Errichtung und beim Betrieb von Anlagen zum Lagern, Abfüllen, Umschlagen, Herstellen, Behandeln und Verwenden wassergefährdender Stoffe Verunreinigungen dieser Gewässer zu besorgen sind. Der Vollzug des Wasserhaushaltsgesetzes des Bundes obliegt den Ländern, die ihrerseits Landeswassergesetze sowie Verordnungen und Verwaltungsvorschriften erlassen haben. Im Rahmen dieses Beitrages wird die *Anlagenverordnung für Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen* (VAwS) zitiert sowie die dazu erlassene Verwaltungsvorschrift (VVAwS), die auf der Grundlage eines Entwurfes der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) im wesentlichen einheitlich von allen Ländern übernommen worden ist.

Das Gesetz, die Verordnungen und Verwaltungsvorschriften fordern, daß Anlagen bzw. Anlagenteile zumindest anzeigebedürftig gegenüber den Wasserbehörden sind, wenn die Anlage bzw. die Bauteile einfach und herkömmlich sind. Einfach und herkömmlich sind solche Anlagenteile, für die es entweder eingeführte technische Regeln oder Prüfzeichen des Instituts für Bautechnik gibt, die speziellen Anforderungen genügen, die in der VAwS genannt sind. Sofern die Anlagen bzw. Bauteile nicht einfacher oder herkömmlicher Art sind, also insbesondere dann, wenn eingeführte technische Regeln nicht vorhanden sind, muß in einem wasserrechtlichen Genehmigungsverfahren – der sogenannten Eignungsfeststellung – nachgewiesen werden, daß die Anlage mindestens genau so sicher und zuverlässig ist wie eine solche, die einfacher oder herkömmlicher Art ist. Schließlich erarbeitet die LAWA Anforderungskataloge an bestimmte Typen von Bauwerken, z.B. an Anlagen zum Abfüllen und Umschlagen von wassergefährdenden Flüssigkeiten oder auch an Anlagen zum Herstellen, Behandeln und Verwenden. Es ist geplant, diese Anforderungskataloge als Anhang der überarbeiteten VAwS beizufügen, womit diese Anforderungskataloge den Charakter einer Rechtsverordnung bekämen. Zur Zeit ist dies nicht der Fall, vielmehr wird den Genehmigungsbehörden durch die Anforderungskataloge eine Hilfe bei Eignungsfeststellungen gegeben.

Das *Arbeitsrecht des Bundes* hat zum Ziel, Personen, die in Anlagen mit gefährlichen Stoffen arbeiten, vor Unfällen zu schützen. Im Bereich des Umgangs mit brennbaren oder explosiven Stoffen ist aufgrund von § 24 Gewerbeordnung unter anderem die *Verordnung über brennbare Flüssigkeiten* (VbF) erlassen worden, die selbstverständlich auch beim Entwurf von Anlagen zum Umgang mit entsprechenden Flüssigkeiten zu beachten ist. Der Deutsche Ausschuß für brennbare Flüssigkeiten erarbeitet hierzu technische Regeln, die technischen Regeln für brennbare Flüssigkeiten (TRbF). In vielen Fällen wird durch die Beachtung der TRbFs auch Belangen des Umweltschutzes Genüge getan, weil im Bereich brennbarer Flüssigkeiten der unkontrollierte Austritt von Flüssigkeiten aus Gründen des Explosionsschutzes verhindert wird, wobei indirekt durch die Einhaltung dieser Forderung auch die Umwelt geschützt wird. Kollisionen der Anforderungen sind jedoch nicht immer auszuschließen. Wesentlich ist, daß im Rahmen von VbF und TRbF Kontrollen der Anlagen bzw. der Anlagenteile in bestimmten Fällen vorgeschrieben sind, Kontrollen vor Inbetriebnahme und während des Betriebes, die in der Regel von technischen Überwachungsorganisationen durchgeführt werden oder entsprechend qualifizierten und unabhängigen Personen aus dem Betrieb zu übertragen sind.

Das *Bauordnungsrecht* schließlich schützt den Bürger vor Gefährdungen der öffentlichen Sicherheit oder Ordnung, insbesondere Leben oder Gesundheit, wobei der Schutz der Umwelt, speziell des Bodens, von Grundwasser bzw. Oberflächenwasser vor Verunreinigungen mit zu diesen Schutzziele gehört. Die Bauordnungen kennen genehmigungsbedürftige und genehmigungsfreie Bauvorhaben, je nach dem möglichen Gefährdungsgrad, der von der Errichtung oder dem Betrieb dieser Bauwerke ausgehen kann.

Ähnlich wie in Deutschland unterschiedliche Rechtsbereiche in unsere Tätigkeit hereinspielen, gibt es auch im Rahmen der europäischen Harmonisierung unterschiedliche Entwicklungen zu beachten. Neben der bekannten *Bauproduktenrichtlinie* gibt es eine *Richtlinie über gefährliche Stoffe* [9] und den Entwurf einer *Drucksystemerichtlinie* [7], die sich speziell mit Behältern und Rohrleitungen unter Überdruck bzw. Unterdruck befaßt. Diese Richtlinien müssen, genau wie die Bauproduktenrichtlinie, in das nationale Recht übernommen werden. So setzt z.B. die Störfallverordnung die europäische Richtlinie über gefährliche Stoffe in das deutsche Recht um.

Das Vorhandensein der Anforderungen nach verschiedenen Rechtsbereichen hat Folgen für die Genehmigung und damit Folgen für die Tätigkeit als Prüferingenieur (Abb. 2). Ist die Anlage genehmigungsbedürftig nach BImSchG, so beantragt der künftige Betreiber die Genehmigung in den meisten Bundesländern beim zuständigen Regierungspräsidenten, der – je

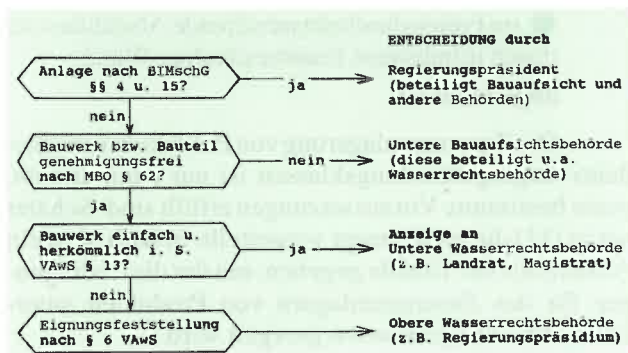


Abb. 2: Zuständige Stellen bei Lageranlagen für wassergefährdende Stoffe

nach Bedeutung der Anlage – das vereinfachte oder normale Genehmigungsverfahren einleitet. In jedem Fall beteiligt der Regierungspräsident die anderen zuständigen Behörden, also auch die Bauaufsicht. Die Bauaufsicht wird dabei die statische Prüfung der Planunterlagen veranlassen.

Ist die Anlage nach BImSchG genehmigungsfrei, so ist sie möglicherweise nach der Landesbauordnung baugenehmigungsbedürftig. Genehmigungsfreie Anlagen nach der Musterbauordnung (MBO) sind – bezogen auf Anlagenteile, die üblicherweise bei Lageranlagen vorkommen – in **Abb. 3** aufgelistet.

Bei genehmigungsfreien Anlagen wird der Prüflingenieur im allgemeinen nicht eingeschaltet, es sei denn, der Bauherr wünscht dies ausdrücklich. Wird der Tragwerksplanende Ingenieur und der prüfende Ingenieur bei baugenehmigungsbedürftigen Anlagen tätig, so ist er geneigt, sich primär mit der Standsicherheit des Gebäudes zu beschäftigen. Fragen der Dichtigkeit des Bauwerkes gegenüber Medien beeinflussen die Standsicherheit allenfalls auf Dauer, wenn durch die Medien z.B. die innenliegende Bewehrung angegriffen wird. Fragen der Dichtigkeit sind jedoch aus Gründen des Umweltschutzes relevant, sie müssen bei der Tragwerksplanung und meiner Auffassung nach auch bei der statischen Prüfung beachtet werden, da dann, wenn das

**Die Errichtung oder Herstellung folgender Anlagen bedarf keiner Baugenehmigung (Auszug, soweit für Lageranlagen relevant)**

- nichttragende oder nichtaussteifende Bauteile
- Abwasserbeseitigungsanlagen
- ortsfeste Behälter für brennbare und schädliche Flüssigkeiten bis zu 5 m<sup>3</sup> Behälterinhalt
- sonstige Behälter bis zu 50 m<sup>3</sup> Behälterinhalt und bis zu 3 m Höhe
- Abstellplätze und Lagerplätze bis zu 300 m<sup>2</sup> Fläche

Abb. 3: Genehmigungsfreie Vorhaben nach MBO § 62

Bauwerk diese Anforderungen nicht erfüllt, die öffentliche Ordnung und auf längere Sicht die Gesundheit gefährdet sind, also Schutzziele der Bauordnung. Ich kann allerdings nicht ausschließen, daß dies von einzelnen Genehmigungsbehörden differenziert gesehen wird. Obwohl der Prüflingenieur in diesem Falle als Beauftragter der Bauaufsicht tätig ist, erfüllt er damit auch Aufgaben als Gutachter für die wasserrechtlichen Genehmigungsbehörden, deren Tätigkeit unmittelbar auf den Schutz von Grundwasser und Oberflächenwasser gerichtet ist. Der verantwortungsvolle Ingenieur muß sich meines Erachtens dieser Aufgabe stellen. Die Bauaufsichtsbehörde beteiligt im Baugenehmigungsverfahren die Wasserrechtsbehörden. Es sollte intern unter den Behörden sichergestellt sein, daß dem Prüflingenieur die von der Wasserrechtsbehörde gestellten Anforderungen bekanntgegeben werden.

Baugenehmigungsfreie Vorhaben im Bereich der Lageranlagen unterliegen auf jeden Fall der Anzeigepflicht gegenüber den Wasserrechtsbehörden. Dann, wenn es sich nicht um Anlagen einfacher oder herkömmlicher Art handelt, also insbesondere dann, wenn eingeführte technische Regeln nicht vorhanden sind, ist eine Eignungsfeststellung bei der oberen Wasserrechtsbehörde zu erwirken. Im Rahmen der Eignungsfeststellung muß der Nachweis geführt werden, daß die Anlage mindestens genauso sicher und zuverlässig ist, wie eine solche, die einfach oder herkömmlicher Art ist. Hier liegt ein erheblicher Ermessensspielraum der Behörde. So nimmt es nicht wunder, daß von verschiedenen Regierungspräsidenten deutlich unterschiedliche Anforderungen gestellt werden. Der Tragwerksplaner sollte daher frühzeitig die Anforderungen der Wasserrechtsbehörde in Erfahrung bringen. Diese Empfehlung wird sich allerdings nicht immer verwirklichen lassen.

Es ist mir wohl bekannt, daß die Betreiber bzw. die Bauherrschaft und die Beratenden Ingenieure äußerst unglücklich über die Situation sind, daß ihnen technische Anforderungen, die sich aus dem Wasserrecht herleiten, nicht rechtzeitig bekannt werden. Die Unsicherheit in der Planung als Folge dieser Situation kann zu häufigen Änderungen des Entwurfs und zur Verzögerung im Genehmigungsverfahren führen. Die Unsicherheit des Ingenieurs sowohl auf der Planungs- als auch auf der Genehmigungsseite über die technischen Grundlagen macht die Situation noch schlimmer. Man vernimmt in diesem Zusammenhang häufig den Ruf an den Gesetzgeber, hier feste Vorgaben zu liefern. Als ein in der Tradition der Bauaufsicht erzogener Ingenieur möchte ich jedoch daran erinnern, daß nur die *grundsätzlichen* Anforderungen an Standsicherheit, Brandschutz etc. der baulichen Anlagen in den Bauordnungen der Länder gestellt werden, die Art und Weise, wie diese Anforderungen zu erfüllen sind, jedoch dem technischen Regelwerk überlassen wird. Ich befürworte daher, daß auch auf diesem neuen

Gebiet Gesetze und Verordnungen nach Möglichkeit von technischen Einzelfestlegungen freigehalten werden und diese Festlegungen in einem adäquaten Regelwerk getroffen werden.

Die technischen Fachgremien sind hier gefordert. Einige Aktivitäten auf diesem Gebiet möchte ich nachfolgend nennen:

Für die Planung einer Lageranlage besteht keine umfassende Vorschrift, man findet vielmehr in verschiedenen Regelwerken unterschiedliche stoffbezogene bzw. anlagebezogene Vorschriften. Diese Vorschriften nehmen auf die schon erwähnten Rechtsbereiche Bezug. Insbesondere steht der Planer vor der Frage, ob Produkte mit unterschiedlichen Gefahrenmerkmalen zusammen gelagert werden können und welche Bedingungen dabei eingehalten werden müssen, damit die Forderungen des Brandschutzes, Explosionsschutzes, Gewässerschutzes bzw. der Schutz der Arbeiter vor Gefährdung durch Gifte oder ähnliches erfüllt werden. Der Verband der Chemischen Industrie (VCI) hat sich die Aufgabe gestellt, Produkte, die üblicherweise in Lageranlagen vorkommen, in Lagerklassen einzuteilen. In eine Lagerklasse werden Produkte mit etwa gleichartigen Gefahrenmerkmalen zusammengefaßt. Beispiele für Produkte mit Gefahrenmerkmalen sind infektiöse Stoffe, explosionsgefährliche Stoffe, verdichtete, verflüssigte Gase, Stoffe, die in Berührung mit Wasser entzündliche Gase bilden, entzündend wirkende Stoffe. Produkte einer Lagerungsgefährdungsklasse dürfen in einem Lagerabschnitt gelagert werden, wobei ein Lagerabschnitt, der Teil eines Lagers ist, der

■ in Gebäuden von anderen Räumen durch mindestens feuerbeständige Wände oder Decken,

■ im Freien durch entsprechende Abstände oder durch mindestens feuerbeständige Wände abgetrennt ist.

Die Zusammenlagerung von Produkten verschiedener Lagergefährdungsklassen ist nur dann erlaubt, wenn bestimmte Voraussetzungen erfüllt sind. Schäfer hat in [11] dieses Konzept vorgestellt, in **Abb. 4** ist ein Auszug aus der Tabelle gegeben, mit der die Bedingungen für das Zusammenlagern von Produkten unterschiedlicher Lagerklassen geregelt wird.

Ein Strich bedeutet, daß eine Zusammenlagerung in keinem Fall erlaubt ist, ein Pluszeichen, daß die Zusammenlagerung ohne einschränkende Bedingungen erlaubt ist, eine Ziffer verweist auf einschränkende Randbedingungen.

Eine weitere Hilfe bietet das Institut für Bautechnik über die Bau- und Prüfgrundsätze bzw. die Prüfzeichen für organische Beschichtungen von Betonbauteilen. In den Prüfbescheiden wird jeweils angegeben, für welche Gruppen von Medien die Beschichtung ausreichend beständig ist. Sofern es notwendig ist, den Beton zu beschichten, und in diesem Bereich sehr unterschiedliche Lagergüter gelagert werden, empfiehlt es sich, die Lageranlage so zu konzipieren, daß über die Empfehlungen des VCI hinaus in einem Lagerabschnitt nur solche Medien gelagert werden, gegenüber denen die Beschichtung ausreichend beständig ist.

In vielen Fällen eignet sich Beton auch ohne Beschichtung für den Einsatz in Lageranlagen. Unbeschichteter Beton bietet insbesondere in solchen Bereichen Vorteile, wo die geforderte Dichtfläche auch mechanischen Beanspruchungen, insbesondere durch Fahrzeugbetrieb, ausgesetzt ist. Keine der genannten organischen Beschichtungen erfüllt diese For-

derung. Wenn organische Beschichtungen verwendet werden müssen und die Fläche befahrbar sein muß, so bleibt nur die Lösung, über die Beschichtungsebene eine ausreichend tragfähige und verschleißfähige Schicht anzuordnen. Dies hat jedoch den Nachteil, daß dann die Dichtebene Inspektionen nicht mehr zugänglich ist.

Ein ausreichend dichter Beton hat also Vorteile. Dem Tragwerksplaner ist bekannt, daß wasserundurchlässiger Beton unter Einhaltung bestimmter Randbedingungen hergestellt werden kann. Es

Anhang 2.1 Separat- oder Zusammenlagerung (Auszug)

Lagerklasse	(LGR)	1	2A	2B	3A	3B	4.1A	4.1B	4.2	4.3	5.1A
Explosive Stoffe	1	17	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Verdichtete, verflüssigte u. unter Druck gel. Gase	2A	-	17	4	-	-	-	-	-	-	-
Druckgaspackungen	2B	-	4	+	1	1	-	-	-	-	-
Entzündliche flüssige Stoffe	3A	-	-	1	17	+	-	-	-	-	-
Brennbare Flüssigkeiten	3B	-	-	1	+	+	12	4	-	-	-
Entzündbare feste Stoffe	4.1A	-	-	-	-	12	17	12	-	-	-
	4.1B	-	-	-	-	4	12	+	4	-	-
Selbstentzündl. Stoffe	4.2	-	-	-	-	-	-	4	+	4	-
Stoffe, die in Berührung m. Wasser entzündl. Gase bilden	4.3	-	-	-	-	-	-	-	4	+	-
Entzündend wirkende Stoffe	5.1A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	+
	5.1B	-	-	-	-	11	-	-	-	-	+

Abb. 4: Regeln der Zusammenlagerung gefährlicher Stoffe (aus [11])

liegt also nahe, auf diesen Erfahrungen aufbauend, Bemessungsempfehlungen für Stahlbetonbauteile zu geben, die auch die Anforderungen der Dichtheit gegenüber Medien erfüllen.

Dieser Aufgabe hat sich der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb) angenommen. Das erste erkennbare Ergebnis ist Heft 416 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton mit dem Titel „Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen – Sachstandsbericht“. In zehn Teilberichten sind von verschiedenen Verfassern die wissenschaftlichen Grundlagen und auch die Wissenslücken dargestellt. Typische Themen aus diesen Teilberichten sind: Transport von Flüssigkeiten und Gasen in ungerissenem Beton und in Rissen, Selbstreinigung von Beton, Dekontamination von Beton nach Unfällen, Konstruktionshinweise und Qualitätssicherung bei der Herstellung. Schließlich werden rechtliche Grundlagen dargestellt, die bei der Planung zu berücksichtigen sind.

Weiteres Ergebnis der Arbeiten ist die Richtlinie „Bemessung unbeschichteter Betonbauteile“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Diese Richtlinie bezieht sich allerdings nur auf solche Bauteile aus Stahlbeton oder Spannbeton, die als sekundäre Barriere nach dem Versagen des primären Sicherheitssystems (z.B. des Behälters oder der Überfüllsicherung) das Eindringen von wassergefährdenden Stoffen in den Boden über einen bestimmten Beaufschlagungszeitraum verhindern. Es wird dabei auch vorausgesetzt, daß dieses Ereignis im Regelfall nur einmal in der Lebensdauer auftritt. Die Richtlinie gilt daher im wesentlichen für Auffangräume, Faßlager oder ähnliche Bauwerke aus Beton. Vertreter der LAWA haben bei der Erarbeitung dieser Richtlinie mitgewirkt. Von seiten des DAfStb wird angestrebt, daß die LAWA diese Richtlinie nach Erscheinen als Bezugsregel einführt, so daß danach Bauwerke aus Beton, die dieser Richtlinie entsprechen, als einfach oder herkömmlich im Sinne des WHG gelten.

Diese Richtlinie erfüllt nicht die Anforderungen an ein schlüssiges Regelwerk, das Antworten auf alle Fragen im Zusammenhang mit Lageranlagen gibt. Der DAfStb ist allerdings auch nicht in der Lage, zur Zeit alle Antworten zu geben, die sich in diesem Zusammenhang stellen. Zur Ausfüllung der weißen Flecken in dem Sachstandsbericht sind Forschungsarbeiten notwendig. Auf dem Betontag 1991 ist schon berichtet worden, daß der DAfStb vom Bundesministerium für Forschung und Technologie einen Auftrag für ein Forschungspaket erhalten hat, mit dem diese weißen Felder abgedeckt werden sollen. Die chemische Industrie, die Bauindustrie, die baustofferzeugende Industrie und die fördernden Mitglieder des DAfStb tragen mit eigenen Mitteln zu diesem Forschungspaket bei. Es ist auf vier Jahre angelegt. Parallel mit den im Rahmen

der Forschung hoffentlich gewonnenen Einsichten wird der DAfStb weitere Regeln und Richtlinien erarbeiten, die dem Planer, den genehmigenden Behörden und damit auch den Prüflingenieuren das Leben leichter machen sollen.

### 3 Empfehlungen zum Entwurf

Auf der Grundlage des Sachstandsberichtes und weiterer Literatur (insbesondere [1] und [2]) sollen im folgenden einige Empfehlungen gegeben werden. Der planende Ingenieur ist allerdings auf die Originalliteratur angewiesen.

Der Entwurf von baulichen Anlagen dieser Art richtet sich nach den Kriterien in **Abb. 5**. Zunächst ist die Funktion des Bauwerks zu beachten, ob es zu einer Lageranlage, einer Produktionsanlage oder einer Abfüllanlage gehört. Die Funktion im bestimmungsgemäßen Betrieb und auch die sichere Funktion bei anzunehmenden Unfällen bestimmen die Abmessungen, die Lasten, die Einwirkungen (Zwangseinwirkungen, Einwirkungen chemischer Art) und die Anforderungen an das Bauwerk. Die Gestaltung der Bauwerke nach deren Funktion kann bei diesen Anlagen nur in enger Zusammenarbeit zwischen dem Verfahreningenieur des Betriebs und dem Bauingenieur für den Entwurf festgelegt werden.

Unter den Kriterien des Gewässerschutzes bzw. des Schutzes des Bodens wird im Bereich des Regierungspräsidiums Darmstadt zwischen Bauwerken für die primäre Rückhaltung, die sekundäre Rückhaltung und die tertiäre Rückhaltung unterschieden. Diese Begriffe haben sich allerdings allgemein noch nicht durch-

#### Entwurfskriterien unterschiedlich

- bauwerkbezogen  
Lager- u. Abfüllanlagen  
Anlagen zur Herstellung (HBV-Anlagen)
- bauteilbezogen  
primäre, sekundäre, tertiäre  
Rückhaltung
- abhängig von der Wassergefährdungsklasse  
des gelagerten Mediums
- abhängig von der mechanischen Beanspruchung

Abb. 5: Entwurfskriterien für Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen



Rückhaltungsstufe	WGK 0 /WGK 1	WGK 2	WGK 3 / CKW
Terliäre Rückhaltung Transportflächen	Straßenbauweise Stahlbeton ohne Nachweis	Straßenbauweise Stahlbeton ohne Nachweis	Stahlbeton
Sekundäre Rückhaltung	Stahlbeton	Stahlbeton	Stahlbeton mit besonderen Eigenschaften Dichtungsbahn Beschichtung Stahl
Primäre Rückhaltung	Stahlbeton	Stahlbeton mit besonderen Eigenschaften Dichtungsbahn Beschichtung Stahl	Stahlbeton mit besonderen Eigenschaften Dichtungsbahn Beschichtung Stahl

Abb. 6: Ausführung von Abdichtungsflächen bei unterschiedlichen Rückhaltestufen

gesetzt [12, 13]. Der primären Rückhaltung dienen danach Bauwerke, die entweder planmäßig oder unvermeidlich ständig oder über längere Zeit vom Medium beaufschlagt werden. Lagerbehälter selbst dienen der primären Rückhaltung, daneben auch Auffangflächen oder Abfüllflächen, die dem Medium in hoher Konzentration, wenn auch in kleiner Menge, über eine längere Zeit (> 72 Stunden) ausgesetzt sind.

Bauwerke für die sekundäre Rückhaltung werden planmäßig nie durch das Medium benetzt, sondern nur nach Unfällen bzw. nach dem Versagen des primären Sicherheitssystems. Auffangwannen für Behälter sind das typische Beispiel, jedoch auch Flächen für Faßlager oder Abfüllflächen in Bereichen, die nur dann beaufschlagt werden, wenn die Überfüllsicherung als primäres Sicherheitssystem versagen sollte. Bemessungskriterien für sekundäre Rückhaltebauwerke sind hohe Konzentration des Mediums, größere Mengen, aber nur sehr kurze Einwirkungszeit, im allgemeinen kürzer als drei Tage.

Tertiäre Schutzrichtungen unterscheiden sich von den sekundären Schutzrichtungen dadurch, daß sie von dem Medium nur in stark verdünnter Konzentration beaufschlagt werden. Das Medium kann in großer Menge auftreten, aber nur über kurze Zeit. Typische Beispiele für tertiäre Rückhaltung sind Auffangwannen für verunreinigtes Niederschlagswasser oder für Löschwasser und die Ableitflächen, über die die genannten Wasser zum Becken hin abgeführt werden.

Die genannte Unterscheidung halte ich für außerordentlich sinnvoll, da sich daraus Bemessungskriterien für die Dichtheitsanforderungen herleiten lassen.

Ein drittes Entwurfskriterium ist die Wassergefährdungsklasse des gelagerten Mediums. Je höher die Wassergefährdungsklasse, desto größere Vorsorge

ist dagegen zu treffen, daß dieses Medium in den Untergrund kommt. Auch an anderer Stelle hat es sich durchgesetzt, daß die Anforderungen an die Auslegung der Bauwerke desto höher sind, je höher die Wassergefährdungsklasse des Mediums und die Menge des Mediums ist, das bei einem möglichen Unfall frei wird. Den Zusammenhang zwischen Wassergefährdungsklasse und Anforderungen an Bauwerke verschiedener Rückhaltestufen zeigt **Abb. 6**. Die Ausführung von Flächen der tertiären

Rückhaltung bei Medien der Wassergefährdungsklassen 0 bis 2 kann – nach der Auffassung des Regierungspräsidiums Darmstadt – z.B. in üblicher Straßenbauweise erfolgen, während die primäre Rückhaltung bei Medien der Wassergefährdungsklassen 2 und 3 im allgemeinen nur über Dichtungsbahnen, Beschichtung oder Verwendung von Stahldeckschichten erreicht werden kann. Die besonderen Eigenschaften des Stahlbetons müssen im einzelnen noch definiert werden.

Schließlich richtet sich der Entwurf auch nach den mechanischen Beanspruchungen, z.B. durch Fahrzeugbetrieb (**Abb. 7**).

Abfüll- und Umschlagplätze können geringe, mittlere oder hohe Verkehrsbelastung erhalten. Stahlbeton ohne Abdichtung bzw. Beschichtung kann nach diesem Vorschlag bei Abfüllanlagen mit Medien der Wassergefährdungsklassen 0 bis 2 verwendet werden, wobei bei der Wassergefährdungsklasse 2 die besonderen Eigenschaften des Stahlbetons auch noch zu definieren sind. Die obenliegende Beschichtung über dem Stahlbeton, die bei Wassergefährdungsklasse 3 angegeben ist, kann bei mittlerer Beanspruchung durch LkW meines Erachtens nicht empfohlen werden. Die Schutzschicht unter einer lastverteilenden Schicht ist zwar häufig angewendet, hat jedoch den Nachteil, daß der Zustand der Dichtschicht nicht oder nur schwer kontrollierbar ist. In vielen Fällen wird in der chemischen Industrie für hohe Beanspruchung und hohe Wassergefährdungsklasse eine Abdeckung aus Stahlblech vorgenommen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß Stahlbeton ohne Beschichtung in vielen Fällen große Vorteile bringt, möglicherweise nach Modifizierung seiner Eigenschaften durch entsprechende Zusätze.

Ein besonderes Problem bei dichten Bauwerken bilden Fugen. Übliche Ausbildungen von Dehnfugen

	W G K 0 / 1	W G K 2	W G K 3	H K W *)
Gering (begehr Bahntasse)	Stahlbeton Asphalt	Stahlbeton mit besonderen Eigenschaften Asphalt mit untenliegender prüfzeichenpflichtiger Isolierung	Stahlbeton mit eignungs- festgestellter obenlie- gender Beschichtung	keine mechanische Belastung; Stahlbeton mit eignungsfestgestellter obenliegender Beschichtung
Mittel (LKW, Transport- behälter mit Unter- gestell)	Stahlbeton Spezialasphalt	Stahlbeton mit besonderen Eigenschaften Spezialasphalt mit unten- liegender prüfzeichen- pflichtiger Isolierung	Stahlbeton mit eignungs- festgestellter obenlie- gender Beschichtung Baustahl/ Edelstahl über Asphalt oder Stahlbeton	Baustahl/ Edelstahl über Asphalt oder Stahlbeton
Hoch (Transport- behälter)	Stahlbeton ggf mit besonderem Schutz  Schutzschicht gegenüber mech Beanspruchung über lastverteilender Schicht	Stahlbeton mit besonderen Eigenschaften und ggf. besonderem Schutz  Schutzschicht gegenüber mech Beanspruchung über lastverteilender Schicht mit untenliegender prüfzeichenpflichtiger Isolierung	Baustahl/ Edelstahl über Asphalt oder Stahlbeton	Baustahl/ Edelstahl über Asphalt oder Stahlbeton

Abb. 7: Ausführung von Abdichtungsflächen bei unterschiedlicher mechanischer Beanspruchung

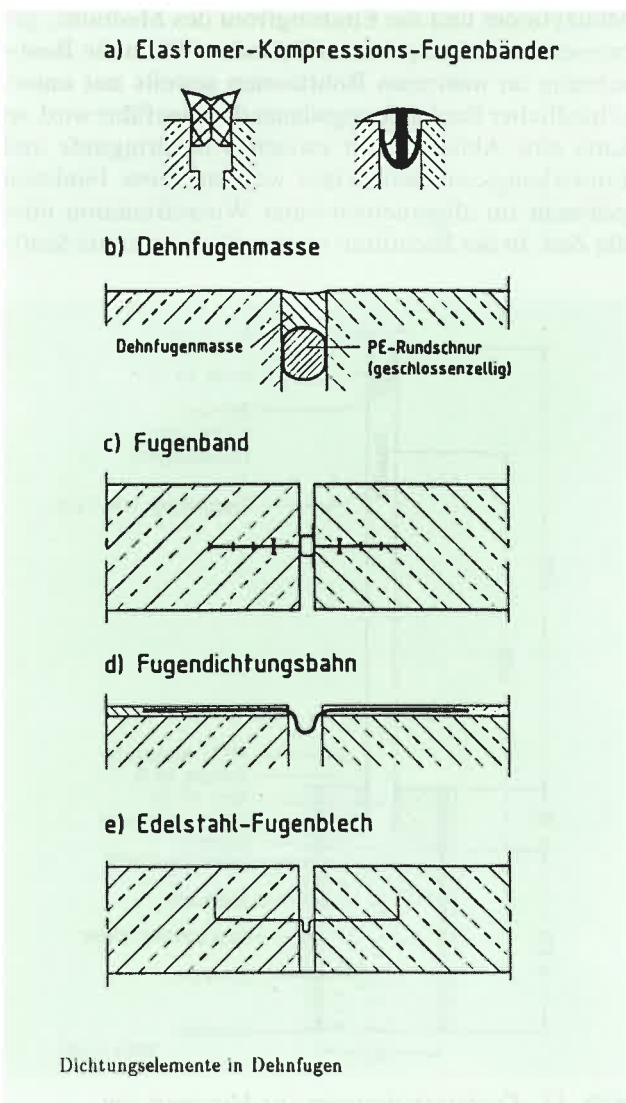


Abb. 8: Fugenausbildung [2]

zeigt **Abb. 8**, entnommen aus [2]. Es sind dies Fugenausbildungen, wie sie im üblichen Ingenieurbau auch angewendet werden, wobei darauf zu achten ist, daß die Materialien der Fugenbänder ihre Beständigkeit gegenüber dem möglicherweise angreifenden Medium nachgewiesen haben müssen. Hinweise dazu gibt Timm in [8]. Fugenkonstruktionen sind allerdings hinsichtlich ihrer Haltbarkeit kritisch anzusehen. In der Schweiz

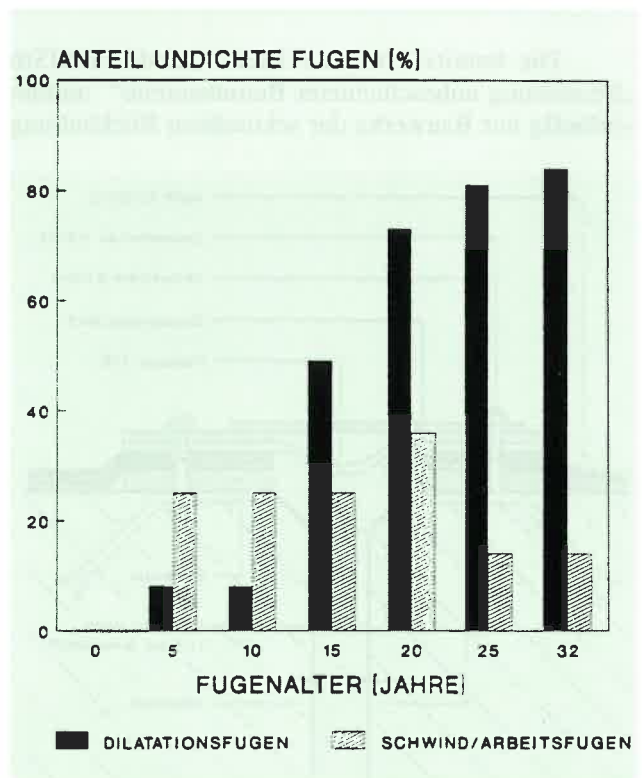


Abb. 9: Lebensdauer von Fugendichtungen an Galerien [15]

wurden Galerien an Straßen (z.B. Lawingalerien) auf Dichtigkeit untersucht.

Dabei hat man festgestellt, daß nach 20 Jahren über 70 Prozent der Bewegungsfugen undicht waren (Abb. 9). Bemerkenswert ist, daß die Erfahrungen mit Arbeitsfugen günstiger waren, obwohl außer einer sorgfältigen Bearbeitung des alten Betons vor Anbetonieren des neuen Betons keine zusätzlichen Maßnahmen, wie Dichtungsbänder oder dergleichen, eingebaut worden sind. Diese Erfahrung lehrt, daß es notwendig ist, Fugen zu inspizieren, zu prüfen und ggf. neu abzudichten.

Insofern können in dem von mir behandelten Bereich insbesondere solche Fugenkonstruktionen empfohlen werden, die einer Inspektion leicht zugänglich sind (Abb. 10).

Die sicherste Methode, Schäden an Fugen zu vermeiden, ist Fugen zu vermeiden. Fugenlose Flächen wurden in Stahlbeton bis zu einer Größe von 1000 m<sup>2</sup> ausgeführt, ohne daß Schäden durch Risse oder dergleichen aufgetreten sind. Es muß allerdings betont werden, daß dieser Erfolg nur aufgrund einer sorgfältigen Konstruktion, einer richtigen Betonauswahl und besonderen Vorkehrungen bei der Ausführung hat erreicht werden können.

#### 4 Empfehlungen zur Bemessung nach DAfStb-Richtlinie

Die bereits erwähnte Richtlinie des DAfStb „Bemessung unbeschichteter Betonbauteile“ umfaßt vorläufig nur Bauwerke der sekundären Rückhaltung

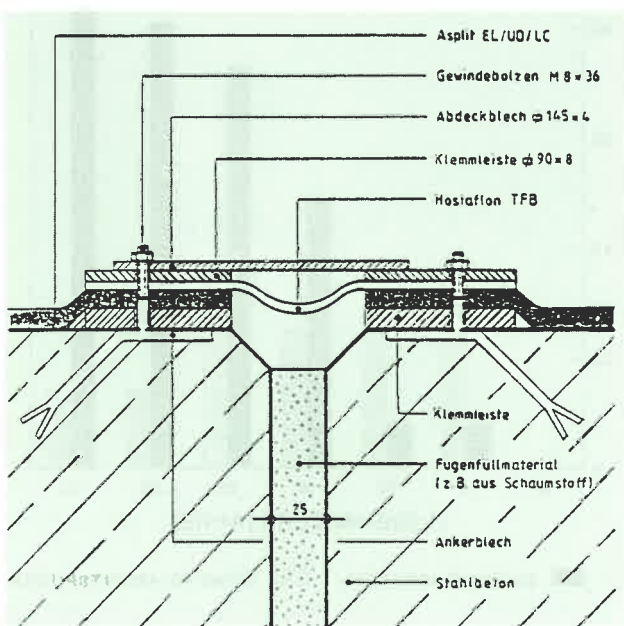


Abb. 10: Wartungsfreundliche Fugenkonstruktion

in der vorgenannten Definition. Diese Bauwerke sollen dicht sein, wobei Dichtheit hier so definiert ist, daß die Eindringfront des Mediums als Flüssigkeit im Beaufschlagungszeitraum mit einem Sicherheitsabstand die der Beaufschlagung abgewandte Seite des Betonteils nachweislich nicht erreicht. Der Beaufschlagungszeitraum ist in der Richtlinie im Regelfall mit 72 Stunden, also drei Tagen angegeben, wobei im Einzelfall auch andere Zeiten gewählt werden können; eine entsprechende Umrechnung ist in der Richtlinie angegeben.

Wesentliche Voraussetzung für die Bemessung auf Dichtheit ist die Kenntnis des Eindringverhaltens des betreffenden Mediums in ungerissenem und gerissenem Beton. Hierfür gibt die Richtlinie Prüfverfahren an. Für das Prüfverfahren im ungerissenen Beton wird ein Meßzylinder verwendet (Abb. 11), der mit dem Medium gefüllt wird. Der Meßzylinder wird auf einen Bohrkern aus dem zu untersuchenden Beton gesetzt und entsprechend abgedichtet. Gemessen wird die eingedrungene Menge des Mediums über die Skala am Meßzylinder und die Eindringfront des Mediums, gemessen am aufgespaltenen Zylinder. Wenn die Beobachtung an mehreren Bohrkernen jeweils mit unterschiedlicher Beobachtungsdauer durchgeführt wird, so kann eine Abhängigkeit zwischen Eindringtiefe und Einwirkungszeit beobachtet werden, diese Funktion gehorcht im allgemeinen einer Wurzelfunktion über die Zeit. In der Richtlinie werden für bestimmte Stoff-

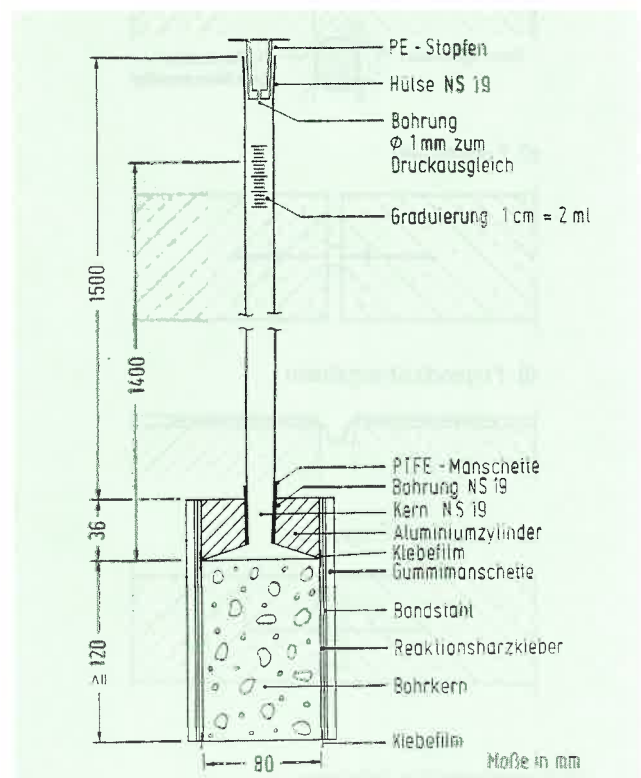


Abb. 11: Prüfeinrichtungen zur Messung von Eindringtiefen in Beton nach [5]

gruppen Eindringtiefen angegeben (Abb. 12). Es ist allerdings anzumerken, daß diese Eindringtiefen relativ groß sind, weil sie an Messungen mit Beton gewonnen worden sind, der bewußt schlecht hergestellt worden ist, der also nicht den Anforderungen genügt, die künftig an einen Beton für solche Anlagen gestellt werden müssen. Diese Richtwerte können daher nur als sehr konservativ festgelegte Anhaltswerte gelten, im allgemeinen wird die Durchführung von Versuchen empfohlen, es sei denn, Versuche mit dem Medium und mit dem betreffenden Beton sind an anderer Stelle schon durchgeführt und zuverlässig protokolliert worden.

Für die Messung des Eindringverhaltens von Flüssigkeiten in Rissen wird in der Richtlinie ebenfalls ein Prüfkörper angegeben (Abb. 13). Die Versuchseinrichtung ist so konzipiert, daß man mit ihr im Prüfkörper an einer vorgegebenen Stelle eine gewünschte Rißbreite einstellen kann.

Der vorhin erwähnte Prüfzylinder wird auf diesen Riß aufgestellt und der Zeitraum gemessen, der vom Medium benötigt wird, um die Rißlänge von 200 mm zu durchlaufen. Führt man den Versuch mit Probekörpern unterschiedlicher Rißbreite durch, so erhält man eine Beziehung zwischen Rißbreite und Eindringtiefe innerhalb einer bestimmten Zeit, von der man annehmen kann, sie sei annähernd linear. Aus diesen

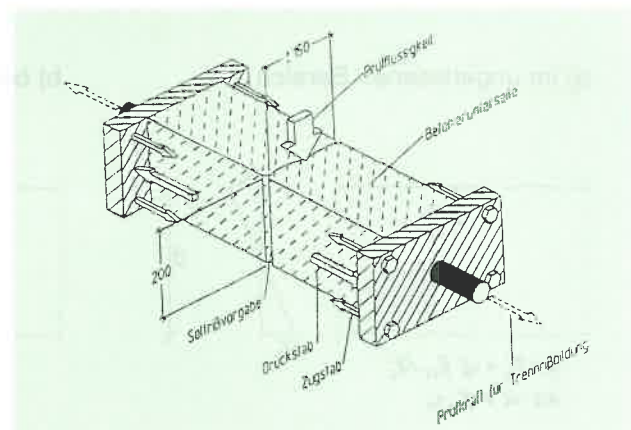


Abb. 13: Prüfkörper zur Bestimmung der Eindringtiefen in gerissenen Beton nach [6]

Versuchen kann dann die Rißtiefe durch Interpolation ermittelt werden, die innerhalb von 72 Stunden vom Medium erreicht wird.

Generell ist anzumerken, daß sich das Eindringverhalten von Flüssigkeiten in Rissen deutlich unterscheidet vom Eindringverhalten im ungerissenen Beton. Mißt man die Leckrate in einem Trennriß und vergleicht sie mit der Leckrate durch Permeation im ungerissenen Beton, so verhalten die sich etwa wie 10 000 : 1. Erfahrungen mit wasserundurchlässigem Beton lassen sich nicht unbedingt auf medienundurchlässigen Beton übertragen, da die Selbstheilung des Risses, die wir bei Wasser kennen, bei anderen Medien weitgehend unbekannt oder zumindest unerforscht ist. Es muß auch betont werden, daß eine Begrenzung der Rißbreite auf 0,1 mm mit dem Ziel, medienundurchlässigen Beton zu erreichen, für viele Medien nicht eine sichere Beurteilungsgrundlage darstellt. Es muß auch angemerkt werden, daß die Erfahrungen, die mit dieser Art der Prüfeinrichtung gemacht worden sind, zur Zeit noch spärlich sind, weitere Untersuchungen sind erforderlich.

Auf der Grundlage der oben genannten Versuchsergebnisse gibt die genannte Richtlinie drei verschiedene Methoden, mit der die Dichtigkeit einer Stahlbetonkonstruktion nachgewiesen werden kann (Abb. 14). Die Methode C beruht auf dem Prinzip, daß die Breite eines Trennrisse einen kritischen Wert nicht überschreiten darf, wobei ein Sicherheitsfaktor einzuhalten ist. Diese Methode C beruht auf den Versuchen am Trennriß. Es ist die Methode, die zur Zeit wohl am meisten angewendet wird, wobei heute allerdings allgemein unterstellt wird, daß der 1/γ-fache kritische Wert 0,1 mm sei. Kleinere Trennrißbreiten lassen sich durch entsprechende Bewehrung auch kaum zuverlässig erreichen. Deswegen schreibt die Richtlinie vor, daß dieser Nachweis nur für solche Methoden anwendbar ist, bei denen durch Versuch gezeigt wurde, daß das Bauteil auch bei Rißbreiten von 0,1 mm oder

KZ. Stoffgruppe	Prüfmedium	ø72 [mm]	s72 [mm]
A Aliphatische Kohlenwasserstoffe	n-Octan n-Heptan	85	kein Angriff
B Aromatische Kohlenwasserstoffe (AKW)	Benzol Toluol	80	kein Angriff
C Alkohole (Einwertig)	n-Butanol	65	kein Angriff
D Ester	vorläufig keine Angaben		
E Sonstige organische Sauerstoffverbindungen (z.B. Ether, außer Gruppe C/D/F/G/H/L)	3-Methoxybutanol	80	kein Angriff
F Mehrwertige Alkohole (z.B. Glykole)	Ethylenglykol	30	kein Angriff
G Aldehyde	n-Butyraldehyd	45	kein Angriff
H Ketone	Methylethylketon	80	kein Angriff
I Aliphatische Stickstoffverbindungen (z.B. Amine, Nitrile, Cyanide, Amide)	n-Butylamin	60	kein Angriff
J Aromatische Stickstoffverbindungen (z.B. Amine, Nitrile, Cyanide, Amide)	Anilin	45	kein Angriff
K Halogenierte Aliphat. Kohlenwasserstoffe ohne zusätzliche Funktion	vorläufig keine Angaben		
L Organische Säuren (z.B. Aliph. Kohlen-säuren)	Essigsäure 10%	30	2 mm
M Wäßrige Lösungen (außer Tensidlösungen)	Natriumchlorid-Lösung 10 %	40	kein Angriff

Abb. 12: Eindringtiefen von Medien in Beton nach [6]

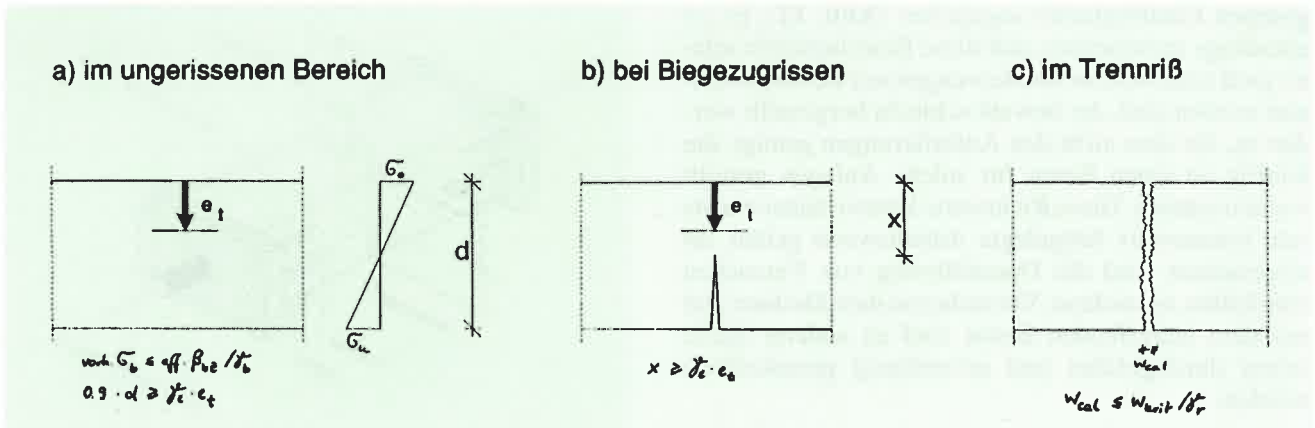


Abb. 14: Nachweise der Dichtigkeit von unbeschichteten Betonflächen nach [6]

größer noch dicht im Sinne der Richtlinie ist. Bei vielen Medien wird dieser Nachweis allerdings nicht gelingen.

Der Nachweis A beruht auf der Forderung, daß das Bauteil dicker sein muß als die Eindringtiefe des Mediums innerhalb der Beaufschlagungsdauer. Auch hier ist ein entsprechender Sicherheitsfaktor anzusetzen. Man darf bei dem Nachweis auch nur 90 Prozent der Dicke des Bauteils in Rechnung stellen, weil man unterstellt, daß die äußerste Randzone durch Risse während des Erhärtungsvorgangs des Betons geschädigt ist. Der Nachweis darf naturgemäß nur in Bereichen angewendet werden, wo der Beton (von den eben erwähnten Randrissen abgesehen) ungerissen ist. Es ist also notwendig nachzuweisen, daß die im Bauwerk auftretende Zugspannung kleiner als die  $1/\gamma$ -fache Zugfestigkeit ist. Dieser Nachweis erinnert an die alte DIN 1045 Abschnitt 17.6.4, wo für wasserundurchlässige Bauwerke ebenfalls ein Nachweis der Zugspannung gefordert wurde. Dieser Nachweis hatte seinerzeit unselbige Folgen, da der Ingenieur ihn mißbraucht hatte: Abweichend von der Norm verfolgte er nämlich nur die Spannungen aus Last und machte sein Bauwerk so dick, daß die Lastspannungen unterhalb der zulässigen Zugspannungen blieben. Er mißachtete aber häufig, daß bei dickeren Bauteilen die Eigenspannungen größer werden, so daß wegen der falschen Führung dieses Nachweises ein rißfreier Beton nicht erreicht wird. Es wird deswegen in dieser Richtlinie ausdrücklich darauf hingewiesen, daß Eigen- und Zwangsspannungen bei der Ermittlung der Zugspannungen berücksichtigt werden müssen. Eigen- und Zwangsspannungen können nach Abb. 15 in drei Anteile aufgeteilt werden: in zentrischen Zug, in Biegezugspannungen und in Eigenspannungen, die über den Querschnitt im Gleichgewicht sind.

Die letztgenannten muß der Ingenieur nicht verfolgen, da sie über eine vorsichtige Festsetzung der Zugfestigkeit des Betons schon abgedeckt sind. Zwangs-

schnittgrößen, wie zentrischer Zug oder Biegemomente, entstehen, wenn Verformungen aus Hydratationsvorgängen, aus Schwinden, aus äußeren Temperatureinwirkungen oder aus Setzung behindert werden. Feste Angaben über die Größe der anzusetzenden Verformungen wird man in der Richtlinie nicht finden, da sie vom Einzelfall abhängen und vom Ingenieur beeinflussbar sind. Ein sehr häufiger Fall ist die Behinderung der Bewegung einer Platte auf den Boden: diese Zwangsspannungen sind unmittelbar proportional dem Reibungsbeiwert zwischen Betonplatte und Boden. Der Ingenieur wird bestrebt sein, diesen Reibungsbeiwert möglichst gering zu halten, insbesondere durch eine ebene Unterlage und reibungsvermindernde Schichten, wobei in der Richtlinie besonders plastisch verformbare Gleitschichten empfohlen werden.

Dieser Nachweis A wird meines Erachtens die größte Bedeutung gewinnen, insbesondere dann, wenn alle möglichen Maßnahmen zur Verminderung von Zwangseinwirkungen getroffen werden und durch besondere betontechnologische Bemühungen die Zugfestigkeit des Betons erhöht wird.

Schließlich besteht die Möglichkeit, bei Biegezugrissen, die nicht über die ganze Höhe des Quer-

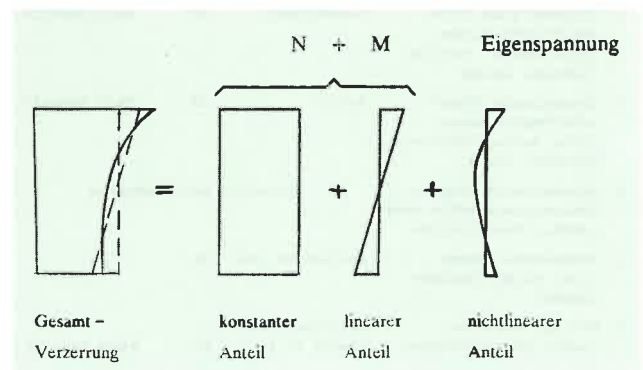


Abb. 15: Aufspaltung von Verzerrungszuständen

schnitts reichen, nachzuweisen, daß die verbleibende Druckzone mit einem Sicherheitsabstand größer als die Eindringtiefe des Mediums ist. Auch hier müssen Last- und Zwangbeanspruchungen berücksichtigt werden, wobei der Ingenieur allerdings beachten sollte, daß die durch Verformungen verursachten Schnittgrößen kleiner sind, wenn das Bauteil gerissen ist. Es ist erlaubt, bei der Überlagerung von Last und Zwang von den abgeminderten Steifigkeiten des Zustands 2 (allerdings

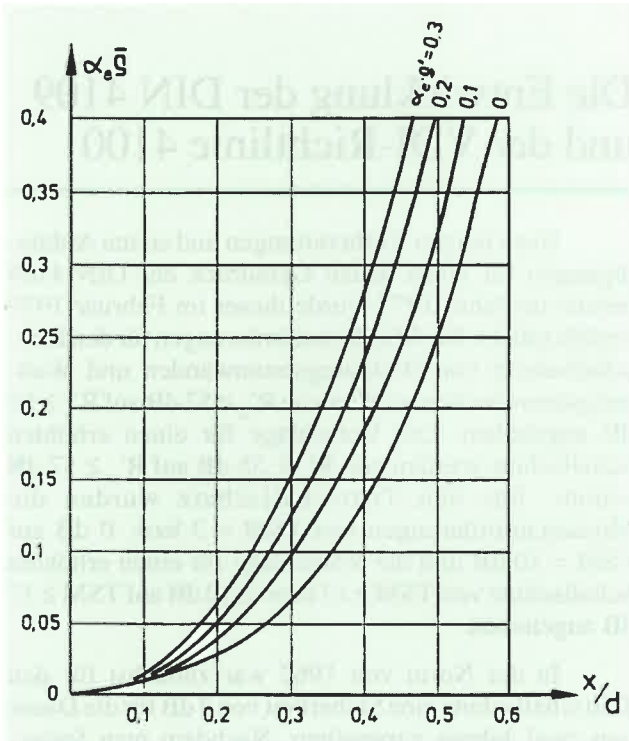


Abb. 16: Tiefe der Betondruckzone  $x$ . Hierbei ist  
 $\alpha_e$  = Verhältnis der E-Modulen von Stahl zu Beton  
 $\bar{\rho}$  = Bezogener Bewehrungsgrad in der Zugzone  
 $(A_{s1} + N/\sigma_s)/bd$   
 $\rho'$  = Bezogener Bewehrungsgrad in der Druckzone  
 $A_s'/bd$

unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen) Gebrauch zu machen. Auf die entsprechende Literatur zur Rißbreitenbeschränkung wird hingewiesen. Ausdrücklich hinzuweisen ist auf den Umstand, daß dann, wenn Druckbewehrung vorhanden ist, die Tiefe der Druckzone kleiner wird als ohne Berücksichtigung der Druckbewehrung (Abb. 16). Bei Platten ist häufig eine symmetrische Bewehrung auf beiden Seiten vorhanden. Der Ingenieur überschätzt die Tiefe der Druckzone, wenn er bei ihrer Berechnung das Vorhandensein der Bewehrung in der Druckzone vernachlässigt.

Der letztgenannte Nachweis ist insbesondere interessant, wenn zur Vergrößerung der Dicke der Druckzone eine mäßige Vorspannung aufgebracht wird. Diese Vorgehensweise ist heute noch nicht allgemein gebräuchlich, es läßt sich jedoch leicht zeigen, daß diese Alternative wirtschaftlich ist, insbesondere dann, wenn man eine vorgespannte Platte ohne Beschichtung mit einer schlaffbewehrten Platte vergleicht, die aus Gründen der Rißbildung eine rißüberbrückende Beschichtung erhalten muß.

Über den Aspekt der Bemessung sollte keineswegs der Gesichtspunkt der Betontechnik zu kurz kommen: Für Bauteile der beschriebenen Art sollte ein Beton verwendet werden, der folgende Eigenschaften haben soll:

- ausreichende Dichtheit,
- hohe Zugfestigkeit,
- geringes Schwindverhalten,
- nicht übermäßige Wärmeentwicklung beim Abbinden.

Spezielle Eignungsprüfungen unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse sollten durchgeführt werden, um diese Betoneigenschaften zu optimieren. Als Mindestanforderung nennt die Richtlinie einen Beton mit den Eigenschaften nach dem letzten Bild.

## Literatur

- [1] Darmstädter Massivbau-Seminar: Beton zum Schutz der Umwelt beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen; 1989; Freunde des Instituts für Massivbau, Darmstadt, Alexanderstr. 5;
- [2] VDI Gesellschaft Bautechnik: Bauen für den Grundwasser- Boden- und Gewässerschutz; VDI-Verlag Düsseldorf; 1991;
- [3] Herold, B.: Anforderungen aus der Sicht der Sach- und Haftpflichtversicherer; in [2];
- [4] Heusser, M.: Geschichte einer Bodensanierung; in [2];
- [5] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton: Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen; Heft 416, Beuth-Verlag Berlin 1991;
- [6] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton: Richtlinie „Bemessung unbeschichteter Betonteile“ (in Vorbereitung);
- [7] Kommission der Europäischen Gemeinschaft: Vorschlag für die Richtlinie des Rates über Drucksysteme (in Vorbereitung);
- [8] Timm, G.: Details beim Entwurf von Auffangräumen aus Beton; in [1];
- [9] Kommission der Europäischen Gemeinschaft: Richtlinie 67/548/EWG „Einstufung, Verpackung und Kennzeichnung gefährlicher Stoffe“; Abl. 196 vom 16. 8. 1967;
- [11] Schäfer, H.-G.: Konzept zur Zulassung von Chemikalien; in [2];
- [12] Mängel, S. und Mäder, R.: Sicherheitskonzept des Verbandes der chemischen Industrie für Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen; in [1];
- [13] Papenhausen, V.: Standardisierung von Ableitflächen; in [2];
- [14] Institut für Bautechnik: Liste der erteilten Prüfzeichen für Beschichtungen, Kunststoffbahnen, Innenbeschichtungen, Gummierungen; erhältlich im Institut für Bautechnik.
- [15] Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 19 v. 10. 5. 1991

# Neue Anforderungen an den Schallschutz?

## Bautechnische Nachweise haben einen wesentlich höheren Umfang angenommen

Nachdem die neue DIN 4109 „Schallschutz im Hochbau“ in der Fassung von 1989 in fast allen Bundesländern bauaufsichtlich eingeführt worden ist, werden im Zusammenhang mit den bautechnischen Nachweisen auch die Schallschutznachweise in einer wesentlich umfangreicheren Form gefordert als früher. Im folgenden Beitrag wird nachgewiesen, daß guter Schallschutz nicht teuer sein muß, wenn der Beratende Ingenieur sich nicht nur auf die Anwendung der bauaufsichtlich eingeführten Normen beschränkt. Wer die bauphysikalischen Zusammenhänge kennt, kann ohne wesentliche Kostensteigerungen auch die Schallschutzklassen 2 und 3 für einen erhöhten bzw. sehr guten Schallschutz erreichen, die in der VDI-Richtlinie 4100 „Schallschutz von Wohnungen“ benannt sind.

**Dipl.-Ing.  
Carsten Ruhe**



ist als Berater der Ingenieur Geschäftsführender Gesellschafter der TAUBERT und RUHE GmbH in Halstenbek und öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Akustik und thermische Bauphysik

## Die Entwicklung der DIN 4109 und der VDI-Richtlinie 4100

Nach langen Vorbereitungen und ersten Ankündigungen für einen neuen Gelbdruck der DIN 4109 bereits im Jahre 1977 wurde dieser im Februar 1979 veröffentlicht. Die Mindestanforderungen für den Luftschallschutz von Wohnungstrennwänden und Wohnungstrenndecken wurden von  $R'_{w} \geq 52$  dB auf  $R'_{w} \geq 55$  dB angehoben. Die Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz wurden von  $R'_{w} \geq 55$  dB auf  $R'_{w} \geq 57$  dB erhöht. Für den Trittschallschutz wurden die Mindestanforderungen von  $TSM = 3$  bzw.  $0$  dB auf  $TSM = 10$  dB und die Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz von  $TSM \geq 13$  bzw.  $\geq 10$  dB auf  $TSM \geq 17$  dB angehoben.

In der Norm von 1962 war zunächst für den Trittschallschutz eine Sicherheit von 3 dB für die Dauer von zwei Jahren vorgesehen. Nachdem man festgestellt hat, daß derartige Minderungen in der Trittschalldämmung im allgemeinen (bei güteüberwachten Dämmstoffen) nicht eintreten, ist diese Sicherheit entfallen.

Insgesamt ist festzustellen, daß sowohl für den Luftschallschutz als auch für den Trittschallschutz die Mindestanforderungen des Norm-Entwurfes den Vorschlägen für einen erhöhten Schallschutz der alten Norm entsprachen.

Da bereits vor Erscheinen dieses ersten Gelbdruckes bekannt war, daß die baurechtlich eingeführte Norm von 1962 veraltet ist, wurden zahlreiche Urteile derart gefällt, daß als Mindestwerte die Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz der alten Norm geschuldet wurden. Nach 1979 wurde auch der Norm-Entwurf verschiedentlich als Grundlage für Urteile herangezogen mit der Auffassung, daß die Mindestanforderungen dieses Entwurfes zu erfüllen sind. Zahlenmäßig sind die beiden genannten Entscheidungen gleichwertig.

Aufgrund massiver Einsprüche der Bauindustrie wurde der erste Norm-Entwurf von 1979, der in einer Rezessionsphase erschienen war, im Juli 1983 zurückgezogen. Zu diesem Zeitpunkt war zu vermuten, daß

die Anforderungen zumindest teilweise abgemindert werden, mit der Folge, daß zahlreiche bis dahin auf der Grundlage des Norm-Entwurfes ergangene rechtskräftige Urteile diese Grundlage verlieren.

Im Oktober 1984 erschien der zweite Entwurf der DIN 4109. In diesem wurden die Anforderungen an den Trittschallschutz von Geschoßdecken gegenüber dem ersten Norm-Entwurf nicht verändert, sondern bestätigt. Es sind also weiterhin als Mindestanforderungen  $TSM = 10 \text{ dB}$  und als Vorschlag für einen erhöhten Schallschutz  $TSM \geq 17 \text{ dB}$  nachzuweisen.

Hinsichtlich des Luftschallschutzes wurden in diesem Norm-Entwurf für Wohnungstrenndecken und Decken zwischen fremden Arbeitsräumen sowie für Wohnungstrennwände und Wände zwischen fremden Arbeitsräumen nunmehr mit  $R'_{w} = 52 \text{ dB}$  bzw.  $R'_{w} \geq 55 \text{ dB}$  wiederum die gleichen Anforderungen festgelegt wie in der Norm von 1962.

Im Hinblick auf den meßtechnischen Nachweis des Schallschutzes ergab sich durch diesen Entwurf wieder der Stand von 1962. Für die Planung waren jedoch in diesem Norm-Entwurf vom Oktober 1984 weitere Veränderungen enthalten. Der Nachweis einer Eignung der gewählten Baukonstruktion gemäß Prüfzeugnis ist nur dann zulässig, wenn der Prüfstandswert das geforderte Luft- oder Trittschallschutzmaß um mindestens 2 dB überschreitet. Für den rechnerischen Nachweis der Schalldämmung aufgrund des „Bergerschen Massegesetzes“ wurde die Massekurve um 2 dB nach unten verschoben. Durch diese Veränderungen gegenüber dem Norm-Entwurf vom Februar 1979 muß auch beim Luftschallschutz eine Sicherheit von 2 dB planerisch berücksichtigt werden. Für den Trittschallschutz war diese bereits im ersten Norm-Entwurf vorhanden. Praktisch ergab sich hierdurch für die Planung eine Erhöhung der Anforderungen um 2 dB, so daß auch hinsichtlich des Luftschallschutzes von fast den gleichen Planungsanforderungen wie im ersten Norm-Entwurf ausgegangen werden kann. Wenn aber schließlich am Bau lediglich die Mindestanforderungen ohne eine zusätzliche Plus-Toleranz erfüllt werden, ist dies ebenfalls ausreichend. Diese Rückstufung der Anforderungen auf die öffentlich rechtlich geltenden Werte der Norm von 1962 hat einerseits zu einer in vielen Zeitschriften veröffentlichten Resolution der Fachgruppe Akustik und Wärmeschutz im VBI geführt, andererseits hat der VBI-Kollege Sälzer im Heft 6/86 der Zeitschrift „Beratende Ingenieure“ einen sehr sarkastisch gehaltenen Artikel veröffentlicht. Unter der Überschrift „Entspricht die neue Schallschutznorm den a.a.R.d.T.“ heißt es dort unter anderem:

*Die Anforderungen, die laut Norm heute an den Schallschutz im Hochbau gestellt werden, entsprechen den Anforderungen, die man stellte, als noch Einfach-*

*fenster, Ofenheizung, Plumpsklosetts auf der halben Treppe und 6-m<sup>2</sup>-Kinderzimmer üblich waren.*

In diesem Norm-Entwurf von 1984 hatte es (wie auch in dem vorangegangenen von 1979) im Blatt 1 „Einführung und Begriffe“ unter der Ziffer 1 „Einleitung“ noch geheißen:

*Die Mindestanforderungen und Richtwerte sind so bemessen, daß Menschen in Aufenthaltsräumen bei vertretbarem Aufwand von erheblichen Belästigungen durch Schallübertragungen geschützt werden.*

Mit Ausnahme der Frage, wie hoch die Luftschalldämmung von Wänden und Decken zwischen Wohnungen und fremden Arbeitsräumen denn nun eigentlich sein sollte, waren alle anderen Fragen so weit geklärt, daß der Norm-Entwurf von 1984 eigentlich als Weißdruck hätte erscheinen können. Über diese Frage hat man sich dann aber noch weitere fünf Jahre gestritten. Dabei wurden das Umweltbundesamt (UBA), die Fachgruppe Akustik und Wärmeschutz im VBI und mehrere Verbraucherverbände nicht müde, darauf hinzuweisen, daß diese Anforderungen nach ihrer Auffassung nicht ausreichend sind. Beim Umweltbundesamt erfolgte mit Hilfe zahlreicher bauakustischer Prüfstellen eine statistische Auswertung des zu der Zeit vorhandenen Schallschutzes zwischen Wohnungen und eine Abschätzung der für einen guten bzw. einen sehr guten Schallschutz zu erwartenden Baukostensteigerungen (bezogen auf eine die akustischen Grundlagen berücksichtigende einwandfreie Planung). Diese Auswertungen und eine analytische Ableitung für den anzustrebenden Schallschutz im Wohnungsbau, bezogen auf mehrere vom Nutzer vorzugebende Eingangsparameter, sind in der im Oktober 1989 im Entwurf erschienenen VDI-Richtlinie „Schallschutz von Wohnungen“ enthalten. Auch Professor Gösele hat inzwischen ein Buch „Schallschutzkosten im Wohnungsbau“ herausgegeben und weist damit die – bei einer sachgerechten Planung – verschwindend geringen Baukostensteigerungen für einen sehr guten Schallschutz nach. Unter diesem Druck hat man sich dann in der letzten Sitzung, vor Herausgabe des Weißdruckes, entschlossen, die Mindestanforderungen für Wände zwischen Wohnungen und fremden Arbeitsräumen um 1 dB auf  $R'_{w} = 53 \text{ dB}$  und die für Decken um 2 dB auf  $R'_{w} = 54 \text{ dB}$  anzuheben. Der erhöhte Schallschutz wird aber in beiden Fällen bereits mit  $R'_{w} = 55 \text{ dB}$  erreicht, so daß man sich fragen muß, wieso hier von einer „Erhöhung“ gesprochen werden kann.

Im Zuge der weiteren Bearbeitung der Norm nach 1984 hat man sich auch zu einer Neugliederung entschlossen. Während bis dahin sechs Normteile vorlagen, nämlich die Teile 1 bis 3 und 5 bis 7 (der Teil 4, „Schwimmende Estriche“, ist inzwischen eine eigene Norm), besteht die neue DIN 4109 vom November 1989 nur noch aus einem Teil „Anforderungen und Nachweise“. Die Rechenverfahren und Ausführungs-



beispiele sind im Beiblatt 1 und die Empfehlungen für einen erhöhten Schallschutz im Beiblatt 2 abgedruckt. In der Einleitung dieser neuen Norm heißt es jetzt:

*In dieser Norm sind Anforderungen an den Schallschutz mit dem Ziel festgelegt, Menschen in Aufenthaltsräumen vor unzumutbaren Belästigungen durch Schallübertragung zu schützen.*

Im Vergleich mit der oben zitierten Einleitung aus dem Entwurf von 1984 wird das schlechte Gewissen der Normverfasser an drei Punkten wie folgt erkennbar:

1. Die Vorsilbe „Mindest-“ bei dem Wort Anforderungen ist entfallen. Hierdurch ist es dem unbefangenen Leser nicht mehr möglich zu erkennen, daß es – verbannt in das Beiblatt 2 der Norm – auch Empfehlungen für einen erhöhten Schallschutz gibt und daß man diese gegebenenfalls anwenden sollte.

2. Der Hinweis auf einen vertretbaren Aufwand ist entfallen. Dies gilt in gleicher Weise nämlich auch für einen guten und sehr guten Schallschutz, unabhängig davon, daß man auch mit großem Aufwand bisweilen wenig erreichen kann.

3. Das Wort „erheblich“ wurde gegen „unzumutbar“ ausgetauscht. Zwischen diesen beiden Worten besteht nach objektiver Einschätzung nicht nur ein gradueller Unterschied. Insofern sind die Anhebungen bei den (Mindest-)Anforderungen um 1 bis bzw. 2 dB allenfalls als „kosmetische“ Verbesserungen anzusehen. Zusätzlich wurde in letzter Minute, ohne Einspruchsmöglichkeiten durch die beteiligten Fachverbände, in die Norm eine Verschlechterung des Schutzes gegen Sanitärgeräusche aufgenommen. Dort sind zukünftig statt Schallpegeln von 30 dB(A) sogar solche von 35 dB(A) zulässig und einzelne Impulse, wie sie z.B. bei Betätigen eines Spülkastenhebels, beim Rutschen in der Badewanne oder beim Absetzen eines Zahnputzglases auf einer Konsole auftreten, werden überhaupt nicht berücksichtigt.

Eine sachgerechte Erhöhung der Schallschutzanforderungen wurde von den Vertretern der Bauindustrie im Normenausschuß mit dem Hinweis unterbunden, dies würde zu unzumutbaren Baukostensteigerungen führen. Als einer der schärfsten Kritiker dieser Aussage und Verfechter höherer Anforderungen hat, wie bereits oben erwähnt, das UBA die Federführung bei der Erarbeitung der Richtlinie VDI 4100 übernommen (man hat sich nicht getraut, dieser Richtlinie ebenfalls die Nummer 4109 zu geben, Versprecher sind aber gewünscht). Die Richtlinie mit dem Titel „Schallschutz von Wohnungen, Kriterien für Planung und Beurteilung“ basiert auf Erhebungen des UBA über den derzeitigen Stand des Schallschutzes in Wohnhäusern, um so eine statistisch gesicherte Aussage zum Stand der Technik bzw. zu den allgemein anerkannten Regeln der Technik zu ermöglichen. An

dieser Erhebung haben fast alle bauakustischen Güteprüfstellen für den Schallschutz im Hochbau, die in einer entsprechenden Liste des Instituts für Bautechnik IfBT geführt werden, mitgewirkt.

Die VDI-Richtlinie teilt die Schallschutzqualität in drei Kategorien ein, von denen die erste etwa den (Mindest-)Anforderungen der DIN 4109 entspricht, während die mittlere im allgemeinen den Vorschlägen für einen erhöhten Schallschutz der Norm gleichgesetzt werden kann. Zusätzlich sind aber auch Qualitätskriterien für einen sehr guten Schallschutz aufgeführt. Die Untersuchungen haben gezeigt, daß eine Verbesserung des Schallschutzes von den (Mindest-) Anforderungen bis zu einem sehr guten Schallschutz bei sachgerechter Planung und Ausführung keine höheren Kostensteigerungen verursacht, als etwa 3 Prozent der Rohbaukosten. Dies mag auch der Grund dafür sein, daß im Weißdruck der Norm der Hinweis auf einen vertretbaren baulichen Aufwand zur Einhaltung der (Mindest-) Anforderungen vorsichtshalber gestrichen wurde. Auch ein sehr guter Schallschutz ist bei durchaus vertretbarem baulichen Aufwand herzustellen. Die Beratenden Ingenieure und insbesondere die Bau-schaffenden müssen sich lediglich bewußt machen, daß guter Schallschutz werbewirksam und damit zur Steigerung der Erlöse eingesetzt werden kann und nicht nur zur Steigerung der Kosten.

In **Abb. 1** ist die geschichtliche Entwicklung der Anforderungen an die Luftschalldämmung von Wohnungstrennwänden und Wohnungstrenndecken (und von Wänden und Decken zwischen fremden Arbeitsräumen) entlang eines Zeitpfeiles dargestellt. Dieser Pfeil beginnt im Jahr 1940 mit dem Entwurf zu einer Norm DIN 4110 „Technische Bestimmungen für Zulassung neuer Bauweisen, Abschnitt D.11, Schallschutz“. Dort waren für die Wände und Decken Mindestgewichte vorgeschrieben, aus denen man bewertete Schalldämm-Maße von  $R'_w = 54$  dB (Wände) und von  $R'_w = 52$  dB (Decken) ableiten kann. Im Weißdruck der Norm DIN 4109 aus dem Jahr 1944 waren mittlere Schalldämm-Maße  $R'_w = 48$  dB aufgeführt. Diese entsprechen etwa den bewerteten Schalldämm-Maßen  $R'_w = 50$  dB. Hiermit war zwar (mitten im Krieg) ein gewisser Rückschritt gegeben, es lag aber erstmalig ein durch Messungen nachprüfbarer Zahlenwert vor. Diese Norm wurde nicht bauaufsichtlich eingeführt.

Im Jahr 1962 folgte dann die Norm, die trotz einiger Mängel fast 30 Jahre lang geltendes Baurecht blieb. Hierin wurden die Mindestanforderungen auf ein „Luftschallschutzmaß  $LSM = 0$  dB“ festgelegt, entsprechend einem bewerteten Schalldämm-Maß  $R'_w = 52$  dB. In dieser Norm wurden erstmals auch Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz parallel zu den Mindestanforderungen aufgeführt. Die Werte lagen jeweils 3 dB höher ( $LSM = 3$  dB bzw.  $R'_w = 55$  dB). Der

Versuch, 1979 die Mindestanforderungen auf  $R'_w = 55$  dB und die Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz auf  $R'_w = 57$  dB anzuheben, scheiterte an dem – aus Sicht der Beratenden Ingenieure unverständlichen – Widerstand der Bauindustrie, so daß der Entwurf von 1984 wieder die gleichen Mindestanforderungen und Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz enthielten, wie die damals 22 Jahre alte Norm. 1989 wurde dann der jetzt bauaufsichtlich eingeführte Weißdruck herausgegeben, bei dem die (Mindest-) Anforderungen für die Wohnungstrennwände um 1 dB und die für Wohnungstrenndecken um 2 dB angehoben wurden. Dies war verbunden mit dem großspurigen Hinweis, daß im Rechenverfahren eine Sicherheit (Vorhaltemaß) von 2 dB enthalten sei, daß die Bewohner also mehr Schallschutz erwarten könnten; verbunden aber auch mit dem kleinlauten Eingeständnis, daß diese Sicherheit nicht einklagbar ist. Im öffentlich rechtlichen Sinne gelten nur die Anforderungen aus Tabelle 3 der Norm.

In **Abb. 1** sind punktiert auch die Anforderungen eingetragen, die gemäß TGL 10 687/03/86 bis zum 30. Juni 1990 auf dem Gebiet der damaligen DDR gegolten haben. Mit  $R'_w = 51$  dB lagen die Mindestanforderungen geringfügig unter den westdeutschen. Anderer-

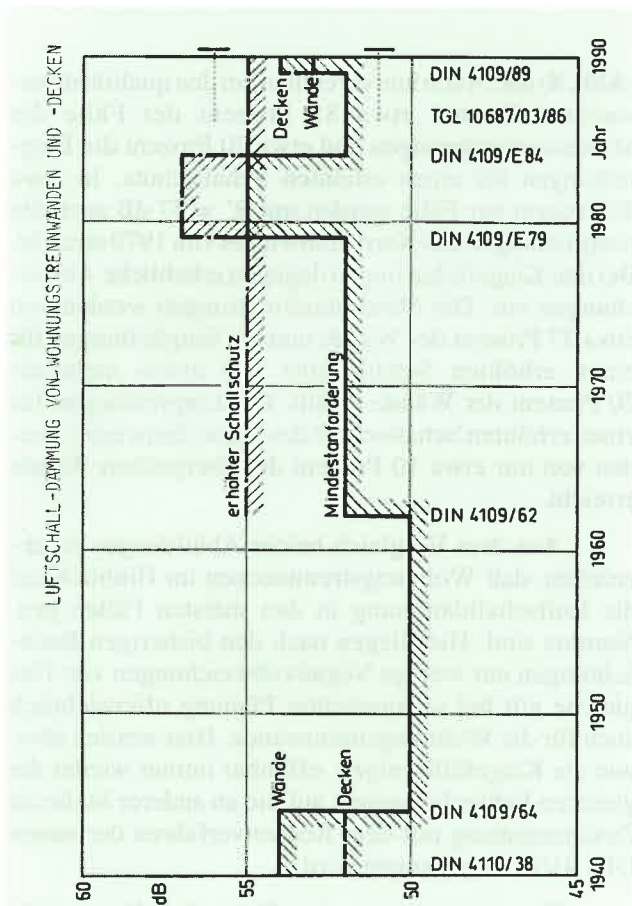


Abb. 1: Historische Entwicklung der Luftschalldämmung von Wohnungstrennwänden und -decken

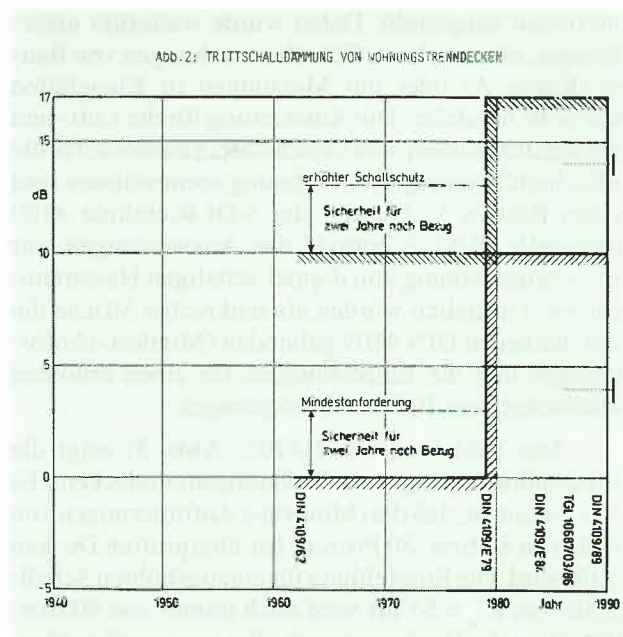


Abb. 2: Historische Entwicklung der Trittschalldämmung von Wohnungstrennwänden

seits heißt es in diesen „Technischen Gewährleistungs- und Lieferbedingungen“, daß die Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz generell 5 dB höher liegen als die Mindestanforderungen. In unserer westdeutschen Normfassung beträgt dieser Abstand nur 1 bzw. 2 dB.

In **Abb. 2** sind die entsprechenden Angaben für den Trittschallschutz enthalten. Ein Trittschallschutzmaß ist erst seit 1962 festgelegt. Durch die damalige Norm ist der schwimmende Estrich in Wohnungen zur a.a.R.d.T. geworden. Dies ist gut daran zu erkennen, daß eine entsprechende Diskussion über die einzuhaltenden Werte wie bei der Luftschalldämmung nicht stattgefunden hat, weil alle mit der Anhebung einverstanden waren.

## Statistische Auswertung von Güteprüfungen

Das Umweltbundesamt (UBA) hat sämtliche, in dem Verzeichnis „Sachverständiger Prüfstellen für die Durchführung von Schallmessungen im bauaufsichtlichen Verfahren“ beim IfBT geführten Güteprüfstellen angeschrieben und darum gebeten, Meßergebnisse über Schallschutzmessungen im Wohnungsbau für eine statistische Auswertung zur Verfügung zu stellen. Aus diesen Meßergebnissen wurden für bestimmte Bauteilarten (Wohnungstrenndecken, Wohnungstrennwände, Haustrennwände usw.) ohne Berücksichtigung der tatsächlich gewählten Baukonstruktion die Meßergebnisse als Verteilungs-

funktionen dargestellt. Dabei wurde weiterhin unterschieden, ob es sich um Güteüberwachungen von Bauten (Kurve A) oder um Messungen in Klagefällen (Kurve B) handelte. Die Auswertung für die Luft- und Trittschalldämmung von Geschoßdecken sowie für die Luftschalldämmung von Wohnungstrennwänden sind in den Bildern 1, 2 und 4 der VDI-Richtlinie 4100 dargestellt. Bild 3 enthält die Auswertungen zur Luftschalldämmung von doppel-schaligen Haustrennwänden. Zusätzlich wurden als senkrechte Striche die nach der neuen DIN 4109 geltenden (Mindest-)Anforderungen und die Empfehlungen für einen erhöhten Schallschutz aus Beiblatt 2 eingetragen.

Das Bild 1 aus VDI 4100 (Abb. 3) zeigt die Luftschalldämmung von Wohnungstrenndecken. Es ist zu erkennen, daß die (Mindest-) Anforderungen von 54 dB von 85 bzw. 80 Prozent der überprüften Decken erfüllt wird. Die Empfehlung für einen erhöhten Schallschutz von  $R'_w = 55$  dB wird noch immer von 80 bzw. 70 Prozent der Decken erreicht. Bei den qualitätsüberwachten Bauten hatten 65 Prozent der überprüften Decken sogar ein bewertetes Schalldämm-Maß, das den Vorschlägen für einen erhöhten Schallschutz aus dem Norm-Entwurf von 1979 mit  $R'_w = 57$  dB entspricht. Die Kurve für die qualitätsüberwachten Bauten und für die Messungen in Klagefällen liegen im gesamten ausgewerteten Bereich relativ eng beieinander.

Ganz anders stellt sich die Situation bei den Wohnungstrennwänden gemäß Bild 2 aus VDI 4100

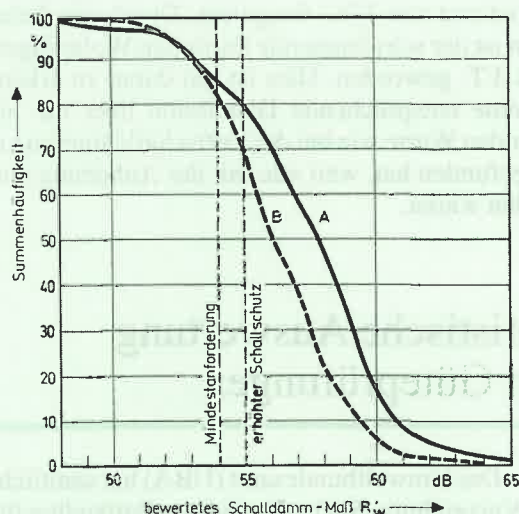


Bild 1. Luftschalldämmung von Wohnungstrenndecken – Prozentualer Anteil von Wohnungstrenndecken mit einem höheren Schallschutz als auf der Abszisse angegeben.

Kurve A: Auswertung von 195 Messungen von Massivdecken mit schwimmendem Estrich ohne Unterdecke in qualitätsüberwachten Bauten

Abb. 3: Statistische Auswertung von Güteprüfungen gemäß VDI 4100: Luftschalldämmung von Wohnungstrenndecken

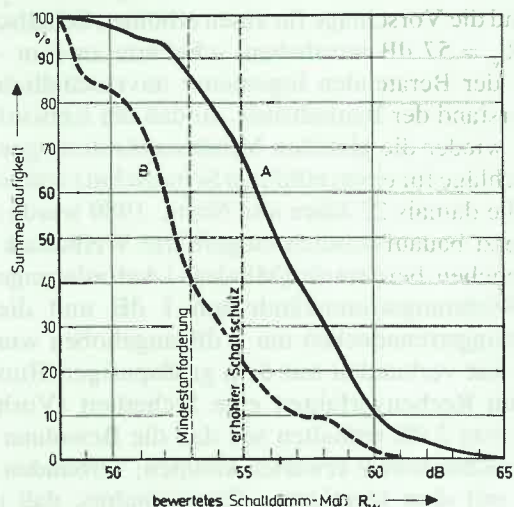


Bild 2. Luftschalldämmung von Wohnungstrennwänden – Prozentualer Anteil von Wohnungstrennwänden mit einem höheren Schallschutz als auf der Abszisse angegeben.

Kurve A: Auswertung von 238 Messungen in qualitätsüberwachten Bauten  
Kurve B: Auswertung von 63 Messungen anlässlich von Klagefällen

Abb. 4: Statistische Auswertung von Güteprüfungen gemäß VDI 4100: Luftschalldämmung von Wohnungstrennwänden

(Abb. 4) dar. Auch hier erreichen bei den qualitätsüberwachten Bauten etwa 85 Prozent der Fälle die Mindestanforderungen und etwa 70 Prozent die Empfehlungen für einen erhöhten Schallschutz. In etwa 40 Prozent der Fälle werden mit  $R'_w = 57$  dB auch die Empfehlungen des Norm-Entwurfes von 1979 erreicht. Bei den Klagefällen liegen dagegen erhebliche Abweichungen vor. Die Mindestanforderungen werden von etwa 37 Prozent der Wände und die Empfehlungen für einen erhöhten Schallschutz von etwas mehr als 20 Prozent der Wände erfüllt. Die Empfehlungen für einen erhöhten Schallschutz des Norm-Entwurfes werden von nur etwa 10 Prozent der überprüften Wände erreicht.

Aus dem Vergleich beider Abbildungen ist abzuleiten, daß Wohnungstrenndecken im Hinblick auf die Luftschalldämmung in den meisten Fällen problemlos sind. Hier liegen nach den bisherigen Beobachtungen nur wenige Negativabweichungen vor. Das gleiche gilt bei sachgerechter Planung offensichtlich auch für die Wohnungstrennwände. Hier werden aber, wie die Klagefälle zeigen, offenbar immer wieder die gleichen Fehler begangen, auf die an anderer Stelle im Zusammenhang mit dem Rechenverfahren der neuen DIN 4109 eingegangen wird.

Die Auswertung der Trittschalldämmungsmessungen zeigt das Bild 4 der VDI 4100 (Abb. 5). Hier liegt ein erhebliches Mißverhältnis zwischen den

Werten aus qualitätsüberwachten Bauten und aus Klagefällen vor. Hieraus ist sofort abzuleiten, daß Klagen über einen mangelhaften Trittschallschutz in den meisten Fällen zu Recht erhoben werden. Gemäß Kurve B erreichen nur etwa 25 Prozent der in Klagefällen untersuchten Decken ein Trittschallschutzmaß von 10 dB oder mehr. Der erhöhte Schallschutz von  $TSM \geq 17$  dB wird in lediglich 7 Prozent der Fälle erreicht oder überschritten. Deutlich besser sieht es dagegen gemäß Kurve A bei den qualitätsüberwachten Decken aus. Hier erreichen immerhin etwa 77 Prozent der Decken die Mindestanforderungen und etwa 33 Prozent (also knapp fünfmal mehr als bei den Klagefällen) die Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz. Hätte man bei dieser Auswertung auch danach unterschieden, ob nur schwimmende Estriche oder solche mit harten Oberbelägen gemessen wurden, so hätte sich sehr schnell gezeigt, daß die typischen Klagefälle dann auftreten, wenn harte Oberbeläge vorhanden sind. In den meisten Fällen sind Schallbrücken im Randbereich, die durch die harten Oberbeläge verursacht werden, Grund für einen nicht ausreichenden Trittschallschutz.

Man kann bei den drei genannten Abbildungen auf Höhe der Summenhäufigkeit 50 Prozent eine horizontale Gerade anlegen und damit feststellen, welches Schalldämm-Maß bzw. welches Trittschallschutzmaß dem juristischen Begriff der „mittleren Art und Güte“ entspricht. Für die Luftschalldämmung von Wohnungstrennwänden liegt dieser Wert mit  $R'_w = 58$  dB noch über dem Vorschlag für einen erhöhten Schallschutz nach dem Norm-Entwurf von 1979. Auch bei den Wohnungstrennwänden werden mit  $R'_w \geq 56$  dB die Empfehlungen für einen erhöhten Schallschutz der neuen Norm noch überschritten. Demnach wurden in der DIN 4109, Ausgabe November 1989, offenbar Werte festgelegt, die schlechter sind als die baupraktisch üblichen. Bei der Trittschalldämmung entspricht die mittlere Art und

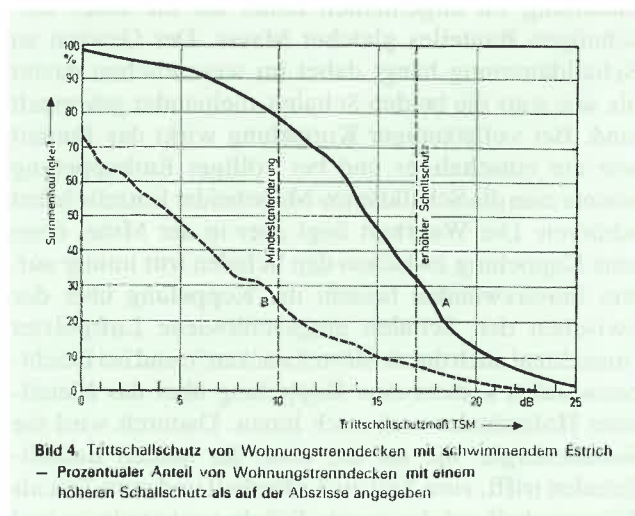


Abb. 5: Statistische Auswertung von Güteprüfungen gemäß VDI 4100: Trittschalldämmung

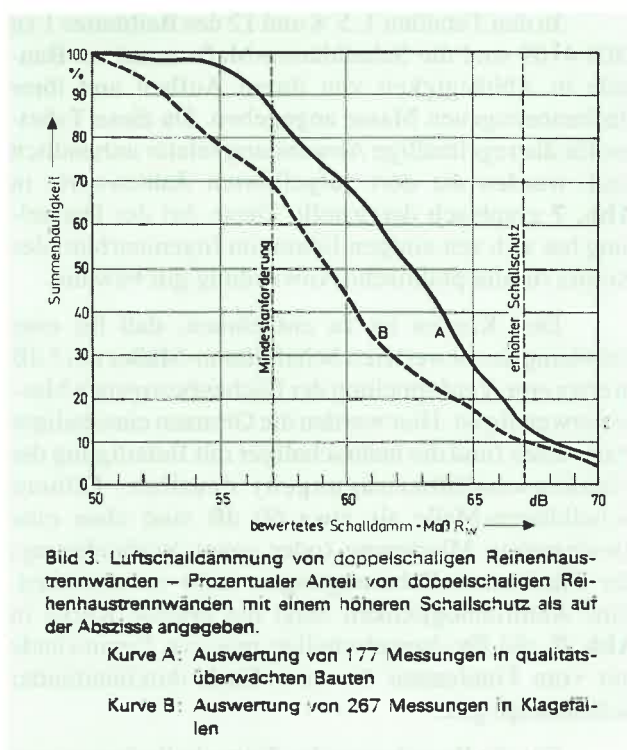


Abb. 6: Statistische Auswertung von Güteprüfungen gemäß VDI 4100: Trennwände zwischen Reihenhäusern

Güte mit  $TSM = 14$  dB etwa dem Mittelwert zwischen der Mindestanforderung und der Empfehlung für einen erhöhten Schallschutz.

Der Vollständigkeit halber ist auch das Bild 3 der VDI 4100, das sich auf die Trennwände zwischen Reihenhäusern bezieht, mit beigefügt (Abb. 6). Hier liegen – selbst bei den qualitätsüberwachten Bauten gemäß Kurve A – zwischen Dichtung und Wahrheit Welten. Man beachte, wie viele Haustrennwände (meistens trotz sehr hohen Aufwandes) die Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz nicht erreichen.

## Masse-Abhängigkeit der Schalldämm-Maße

Bereits Anfang des Jahrhunderts wurde erkannt, daß mit wachsender Masse von einschaligen Bauteilen auch deren Schalldämmung ansteigt, vorausgesetzt, daß die zu betrachtende Wand- und Deckenkonstruktion

- absolut luftdicht ist,
- durch den Schall nicht zu Koinzidenzschwingungen und
- nicht zu Plattenschwingungen angeregt wird.

In den Tabellen 1, 5, 8 und 12 des Beiblattes 1 zu DIN 4109 sind die Schalldämm-Maße massiver Bauteile in Abhängigkeit von ihrem Aufbau und ihrer flächenbezogenen Masse angegeben. Da diese Tabellen für die regelmäßige Anwendung relativ unhandlich sind, wurden die dort aufgeführten Zahlenwerte in **Abb. 7** graphisch dargestellt. Diese Art der Darstellung hat sich seit einigen Jahren im Ingenieurbüro des Autors für die praktische Anwendung gut bewährt.

Den Kurven ist zu entnehmen, daß für eine Erhöhung des bewerteten Schalldämm-Maßes um 5 dB in etwa eine Verdoppelung der flächenbezogenen Masse notwendig ist. Hier werden die Grenzen einschaliger Bauweisen (und die mehrschaliger mit Beteiligung der Flankenschallübertragungen) deutlich. Höhere Schalldämm-Maße als etwa 60 dB sind ohne eine gleichzeitige Minderung (oder sogar Verhinderung) der Flankenschallübertragungen nicht zu erreichen. Eine Abhilfemöglichkeit zeigt die oberste Kurve in **Abb. 7**, die für doppelschalige massive Trennwände mit vom Fundament bis zum Dach durchlaufender Schalenfuge gilt.

Für die Berechnung des Trittschallschutzes von Geschoßdecken, der nicht mehr durch das Trittschall-

schutzmaß TSM, sondern nach der neuen DIN 4109 durch den bewerteten Normtrittschallpegel  $L_{n,w}$  gekennzeichnet wird, ist in der Tabelle 16 des Beiblattes 1 zu DIN 4109 der äquivalente bewertete Normtrittschallpegel  $L_{n,w,eq}$  angegeben. Dieser ist ebenfalls von der flächenbezogenen Masse der Rohdecke abhängig. Auch diese Abhängigkeit ist in der **Abb. 7** dargestellt.

## Berücksichtigung von Flankenschall-Übertragungen

Die Angaben in den Tabellen 1, 5, 8 und 12 des Beiblattes 1 zu DIN 4109 gehen davon aus, daß die vier Wände, die eine Geschoßdecke flankieren (oder die beiden Wände, die obere und die untere Decke, die eine Wohnungstrennwand flankieren), im Mittel eine flächenbezogene Masse von  $300 \text{ kg/m}^2$  aufweisen. Leichtere Flankenbauteile lassen sich beim Auftreffen von Schall auch leichter zum Mitschwingen (und damit zur Schallübertragung auf dem Flankenwege) anregen. Deshalb ist für den Nachweis des Schallschutzes zukünftig auch der Einfluß der Flankenbauteile zu berücksichtigen. Das zugehörige Rechenverfahren ist unter der Ziffer 3.2 im Beiblatt 1 zu DIN 4109 und in der dortigen Tabelle 13 beschrieben. Berechnungsbeispiele zeigen **Tab. 1** und **Tab. 2**.

## Verbesserte Schalldämmung durch mehrschalige Bauteile

Ordnet man zwei einschalige Bauteile in dichtem Abstand hintereinander an, so ist ihre Schalldämmung im allgemeinen höher als die eines einschaligen Bauteiles gleicher Masse. Der Gewinn an Schalldämmung hängt dabei im wesentlichen davon ab, wie starr die beiden Schalen aneinander gekoppelt sind. Bei vollständiger Koppelung wirkt das Bauteil wie ein einschaliges und bei völliger Entkoppelung könnte man die Schalldämm-Maße beider Einzelschalen addieren. Die Wahrheit liegt aber in der Mitte, denn eine Koppelung zwischen den Schalen tritt immer auf. Bei Massivwänden besteht die Koppelung über das zwischen den Schalen eingeschlossene Luftpolster (manchmal auch durch Mörtelbrücken!), und bei Leichtbauwänden kommt eine Koppelung über das Metall- oder Holzständerwerk noch hinzu. Dadurch wird die Schallenergie, die auf die erste der beiden Bauteil-Schalen trifft, zum Teil als Luftschall und zum Teil als Körperschall auf die zweite Schale weitergeleitet und von dort in den Nachbarraum abgestrahlt. Wegen dieser Koppelung kann ein zweischaliges Bauteil als

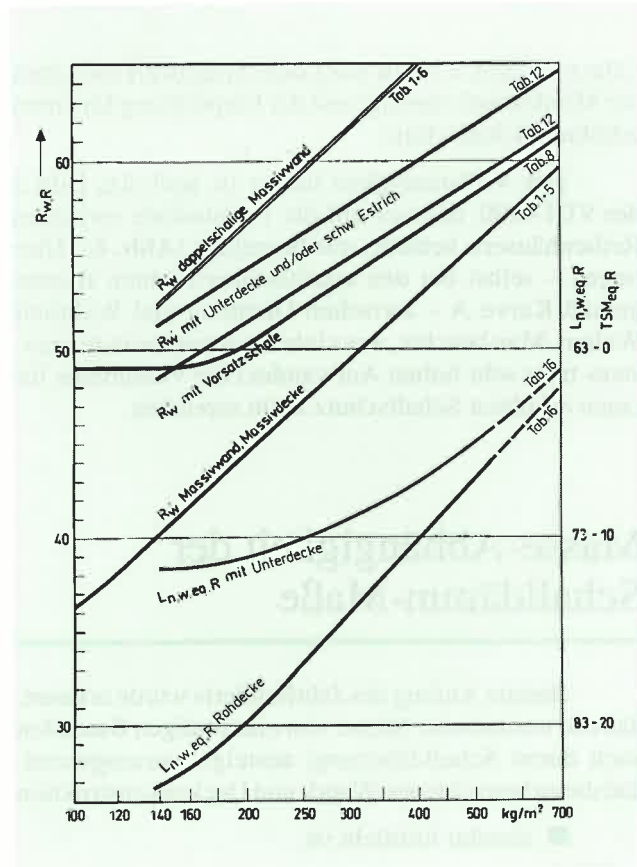


Abb. 7: Rechenwerte der Schalldämm-Maße in Abhängigkeit von der Masse der Bauteile und von der Schichtfolge

1. VERTIKALE SCHALLDÄMMUNG	
1.1 GESCHOSSDECKEN	
B	14 cm Stahlbeton + schwimmender Estrich nach DIN 4109, Bbl.1, Tab.12, Spalte 3 $R'_{w,e} = 53 \text{ dB}$
1.2 FLANKIERENDE WÄNDE	
A	1 x 24,0 cm KSV <sub>2,0</sub> beidseitig verputzt 480 kg/m <sup>3</sup> 1 x 17,5 cm KSL <sub>1,2</sub> einseitig verputzt 220 kg/m <sup>3</sup> 2 x 11,3 cm KSL <sub>1,2</sub> beidseitig verputzt je 135 kg/m <sup>3</sup> 310 kg/m <sup>3</sup> 1010 kg/m <sup>3</sup> $m'_{flankierend} = 250 \text{ kg/m}^2$ nach DIN 4109, Bbl.1, Tab.13, Zeile 3 $K_{flankierend} = -1 \text{ dB}$
1.3	Vertikale Schalldämmung $R'_{w,e} = 54 \text{ dB}$
1.4	Die zu erwartende vertikale Schalldämmung ist größer als das erforderliche Schalldämm-Maß $erf. R'_{w,e} = 54 \text{ dB}$ für Wohnungstrenndecken. Der erforderliche Schallschutz zwischen Wohnungen ist somit gewährleistet.

Tab. 1: Schallschutznachweis bei Wohnungen: Berechnungsbeispiel Decke

2. HORIZONTALE SCHALLDÄMMUNG	
2.1 WOHNUNGSTRENNWÄNDE	
A	24 cm KSV <sub>2,0</sub> beidseitig verputzt 480 kg/m <sup>3</sup> nach DIN 4109, Bbl.1, Tab.1, Zeile 21/22 $R'_{w,e} = 54 \text{ dB}$
2.2 FLANKIERENDE BAUTEILE	
F	1 x 17,5 cm KSL <sub>1,2</sub> einseitig verputzt 220 kg/m <sup>3</sup> 1 x 10,0 cm Gasbeton beidseitig verputzt 100 kg/m <sup>3</sup> 1 x 14,0 cm Beton 320 kg/m <sup>3</sup> 1 x schwimmender Estrich (entfällt) - 640 kg/m <sup>3</sup> $m'_{flankierend} = 210 \text{ kg/m}^2$ nach DIN 4109, Bbl.1, Tab.13, Zeile 3 $K_{flankierend} = -1 \text{ dB}$
2.3	Horizontale Schalldämmung $R'_{w,e} = 53 \text{ dB}$
2.4	Die zu erwartende horizontale Schalldämmung ist größer als das erforderliche Schalldämm-Maß $erf. R'_{w,e} = 53 \text{ dB}$ für Wohnungstrennwände. Der erforderliche Schallschutz zwischen Wohnungen ist somit gewährleistet.

Tab. 2: Schallschutznachweis bei Wohnungen: Berechnungsbeispiel Wand

Masse-Feder-Masse-System aufgefaßt werden, das – je nach innerer Dämpfung – eine ausgeprägte Resonanz aufweisen kann.

In Abb. 8 ist die „Verbesserung“ der Schalldämmung von Doppelwänden gegenüber gleich schweren Einzelwänden in Abhängigkeit von der Lage der Resonanzfrequenz dargestellt. Unterhalb der Resonanzfrequenz besteht eine starre Koppelung zwischen den beiden Schalen, so daß keine Verbesserung auftritt. Die Zweischaligkeit bedeutet dann keinen Vorteil, sie schadet aber auch nicht. Deutlich oberhalb der Resonanzfrequenz ist gegenüber der gleich schweren Einzelschale ein erheblicher Gewinn an Schalldämmung vorhanden. Die Dämmung steigt dann theoretisch nicht nur mit 6 dB/Oktave, sondern mit zusätzlichen 12 dB/Oktave an. Dieser theoretisch sehr günstige Anstieg wird aber in der Praxis zum Teil durch Flankenschallübertragungen, zum Teil aber auch durch Eigenresonanzen der einzelnen Platten (sog. Koinzidenzen) wieder abgeflacht. Wichtig ist jedoch, daß zwischen diesen beiden Frequenzbereichen die Resonanzfrequenz der Doppelschale liegt. In diesem Bereich tritt eine erhebliche Verschlechterung der Schalldämmung gegenüber einer gleich schweren Einzelschale ein. Deshalb sind mehrschalige Bauteile immer so zu dimensionieren, daß eine möglichst niedrige Resonanzfrequenz erreicht wird. Sie sollte deutlich unter 80 Hz und damit außerhalb des bauakustischen Meßbereiches (100 bis 3150 Hz) liegen. Da die Resonanzfrequenz proportional zur Federsteifigkeit und umgekehrt pro-

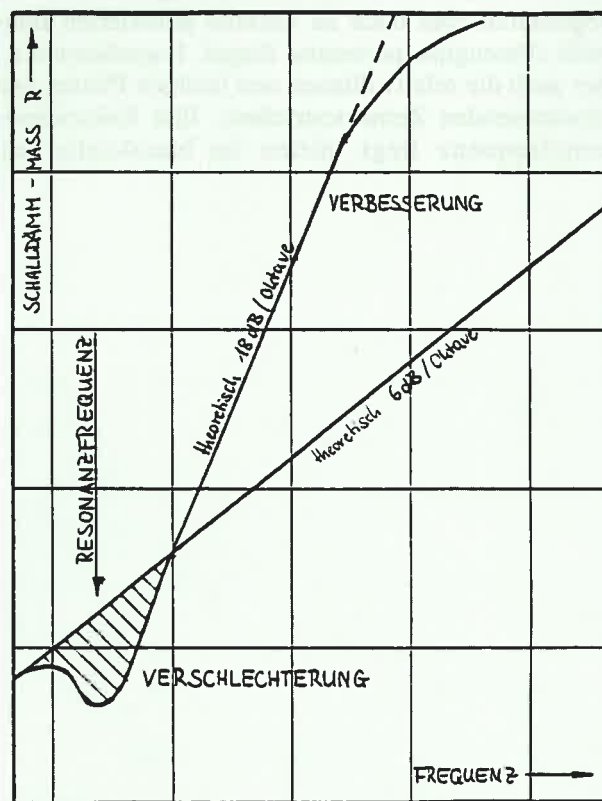


Abb. 8: „Verbesserung“ der Schalldämmung von Doppelwänden gegenüber gleichschweren Einfachwänden in Abhängigkeit von der Lage der Resonanzfrequenz

portional zur flächenbezogenen Masse ist, sollte man letztere groß, die Federsteifigkeit aber möglichst klein machen. (Bei Trennwänden von Reihenhäusern ist eine größere Fugendicke wirksamer als eine Massenvergrößerung, wirkt sie sich doch auch auf die handwerklichen Möglichkeiten zur Schallbrückenvermeidung aus.)

Weitere Einflüsse auf die Schalldämmung können durch die schon erwähnte Koinzidenz entstehen. Dies ist eine Art „Eigenresonanz“ der Einzelschale, die durch den Massebelag der Fläche und durch die Biegesteifigkeit hervorgerufen wird. Sowohl der Massebelag als auch die Biegesteifigkeit sind bei gleichem Material dickenabhängig. Da aber die Masse nur proportional zur Dicke anwächst, die Biegesteifigkeit aber proportional zur dritten Potenz der Dicke, verschiebt sich die sogenannte „Koinzidenzgrenzfrequenz“ dickenabhängig durch den gesamten bauakustischen Frequenzbereich. Bei Bauteilen, die biegesteif und ausreichend schwer sind (Mauerwerk, Stahlbeton), liegt diese Frequenz zwischen 100 und etwa 200 Hz am unteren Rand des Meßbereiches (**Abb. 9**). Leichte Bauteile, die ausreichend biegeweich sind (Gipskarton- und Gipsfaserplatten, Spanplatten, Glas, Stahlblech usw.), haben ihre Koinzidenzgrenzfrequenz oberhalb von etwa 2500 Hz. Beides ist für die Schalldämmung wenig störend. Von großem Nachteil für die Schalldämmung sind die schon biegesteifen aber noch zu leichten porierten Baustoffe (Porengips, porierte Ziegel, Porenbeton u.ä., aber auch die relativ dünnen und leichten Platten von schwimmenden Zementestrichen). Ihre Koinzidenzgrenzfrequenz liegt mitten im bauakustischen

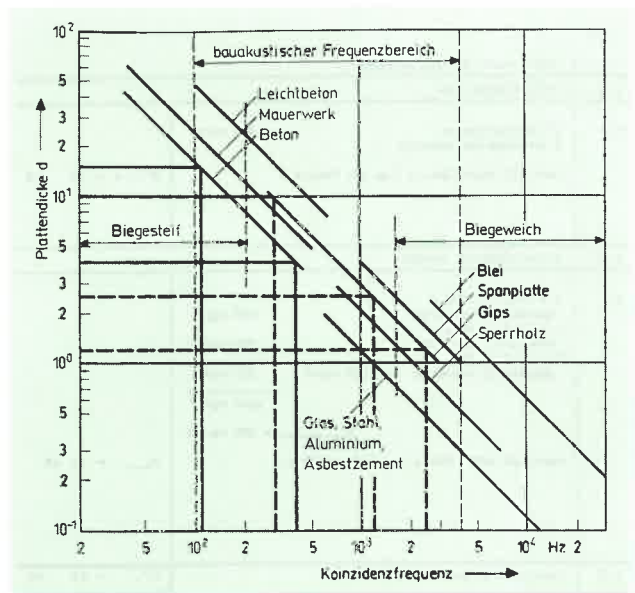


Abb. 9: Koinzidenzgrenzfrequenzen verschiedener Baustoffe in Abhängigkeit von der Materialdicke (Werte zwischen 200 und 2000 Hz sind nachteilig)

Meßbereich, je nach Masse und Steifigkeit zwischen 250 und 2500 Hz. Sie nehmen dann den auftreffenden Luftschall gut auf und strahlen ihn – sowohl im direkten Durchgang als auch auf dem Flankenwege – sehr stark in die benachbarten Räume ab. Dies ist der Grund dafür, daß nach dem neuen Nachweisverfahren der DIN 4109 der Einfluß der flankierenden Bauteile mit berücksichtigt werden muß.

# Modernes Regelwerk für den Stahlbau

## Die Stabilität von Stahlkonstruktionen auf der Grundlage der neuen DIN 18 800 Teil 2

Mit der neuen DIN 18 800, die in diesem Jahr bauaufsichtlich eingeführt werden soll, wurde erstmals das Sicherheits- und Bemessungskonzept der „Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen an bauliche Anlagen“, der sogenannten GruSiBau, verwirklicht, die 1981 vom Normenausschuß Bauwesen herausgegeben worden sind. Auch den laufenden Bemühungen um eine europäische Vereinheitlichung des Normenwesens im Stahlbau (Eurocode 3) wurde in dieser Norm Rechnung getragen. Da viele Stahlbauunternehmen bereits nach dieser Norm arbeiten, weil mit ihr in vielen Fällen wirtschaftlicher als früher gebaut werden kann, empfiehlt sich der Fachwelt eine intensive Beschäftigung mit den Inhalten der neuen 18 800. Dabei möchte der folgende Beitrag Hilfestellung leisten\*.

*Prof. Dr.-Ing. U. Vogel ist Inhaber des Lehrstuhls für Baustatik am Institut für Baustatik der Universität (TH) Karlsruhe*



## 1 Einleitung

Nach rund 10jähriger Arbeit sind im November 1991 die neuen Grundnormen des Stahlbaus DIN 18 800

- Teil 1: Stahlbauten – Bemessung und Konstruktion,
- Teil 2: Stahlbauten – Stabilitätsfälle, Knicken von Stäben und Stabwerken,
- Teil 3: Stahlbauten – Stabilitätsfälle, Plattenbeulen und
- Teil 4: Stahlbauten – Stabilitätsfälle, Schalenbeulen

im Weißdruck erschienen. Mit ihrer bauaufsichtlichen Einführung ist noch in diesem Jahr zu rechnen. Diese Normen ersetzen die Normen DIN 18 800 Teil 1 (März 1981), DIN 4114 Teil 1 (Juli 1952) und Teil 2 (Februar 1953) mit den zugehörigen Ergänzungserlassen, Rundschreiben und Technischen Regeln, sowie die DASt-Richtlinien 008 (Anwendung des Traglastverfahrens im Stahlbau, März 1973), 012 (Beulsicherheitsnachweise für Platten, Oktober 1978) und 013 (Beulsicherheitsnachweise für Schalen, Juli 1980). Doch gelten – und hierauf wird gleich im Kopf der Normteile hingewiesen – DIN 18 800 Teil 1 (3.1981) und DIN 4114 (7.52 und 2.53) neben diesen neuen Stahlbaugrundnormen weiter bis zum Erscheinen entsprechender Europäischer (EN-) Normen. Deshalb ist auch eine entsprechende Anpassungsrichtlinie erforderlich, die mit der bauaufsichtlichen Einführung der neuen Stahlbaugrundnormen erscheinen wird.

In diesen neuen Normen der Reihe 18 800 wurde erstmals das Sicherheits- und Bemessungskonzept der im Jahre 1981 vom NABau herausgegebenen „Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen an bauliche Anlagen“ (GruSiBau) verwirklicht. Auch den laufenden Entwicklungen hinsichtlich der Europäischen Vereinheitlichungsbemühungen (insbesondere Eurocode 3) wurde Rechnung getragen. Die Entwicklungen zum Eurocode 3, bzw. einer entsprechenden europäischen Vornorm, sind noch nicht abgeschlossen.

\* Im Text sind viele Originalzitate aus der Norm enthalten. Sie werden durch einen senkrechten Strich gekennzeichnet.



Es existiert auch noch keine deutsche Übersetzung des letzten – „vorläufig endgültigen“ – Entwurfs. Deshalb wird im Rahmen dieses relativ kurzen Beitrags nicht näher auf den EC 3 eingegangen. Es wird lediglich erwähnt, daß der jetzige Stand im wesentlichen mit dem Grundkonzept – zum Teil auch mit den Detailregelungen – von DIN 18 800 übereinstimmt. Damit sind bei einer späteren Einführung von EC 3, wenn man sich in den nächsten Jahren mit dem Arbeiten auf der Grundlage der neuen Norm vertraut macht, keine großen Schwierigkeiten mehr zu erwarten.

Wesentlich in den neuen Deutschen Normen sowie in den internationalen Normen ist, daß das bisherige „zulässige  $\sigma$ -Konzept“ aufgegeben wurde. Künftig muß nachgewiesen werden, daß die Beanspruchungen die Beanspruchbarkeiten nicht überschreiten (siehe z.B. Element 702 in DIN 18 800 Teil 1).

Beanspruchungen sind dabei z.B. Schnittgrößen, die mit den Bemessungswerten der Einwirkungen  $F_d = \gamma_F \cdot \psi \cdot F_k$  (z.B. Lasten) berechnet werden. Sie können auch von Widerstandsgrößen – z.B. Steifigkeiten bei Anwendung der Theorie II. Ordnung oder bei Zwängungen in statisch unbestimmten Tragwerken – abhängig sein.

Die Beanspruchbarkeiten – z.B. aufnehmbare Biegemomente oder Traglasten – sind mit den Bemessungswerten der Widerstandsgrößen – dies sind Festigkeiten und Steifigkeiten – zu berechnen.

Während DIN 18 800 Teil 1 für sich allein angewendet werden kann, wenn keine Stabilitätsgefährdung vorliegt, gelten die anderen drei Teile der Norm stets nur in Verbindung mit Teil 1. In Teil 1 sind nämlich die allgemeinen, für alle Teile gültigen Berechnungsgrundlagen enthalten. Hierzu gehören z.B. die Teilsicherheitsbeiwerte sowohl für die Einwirkungsseite (Lastseite) als auch für die Widerstandsseite, Werkstoffkennwerte, Grenzwerte  $b/t$  und  $d/t$  für die volle Mitwirkung von Querschnittsteilen oder ganzen Querschnitten beim Tragsicherheitsnachweis in Abhängigkeit von bestimmten Nachweisverfahren und Interaktionsbedingungen.

Da der Schwerpunkt dieses Beitrages den Teil 2 der neuen Normen behandelt, wird zunächst auf die in Teil 1 enthaltenen Abgrenzungskriterien gegen Biegeknicke und Biegedrillknicken hingewiesen.

Dabei gelten folgende Definitionen (s. Teil 2).

## 1.2 Begriffe

### (103) Knicken

Beim Versagen infolge Knicken treten Verschiebungen  $v$ ,  $w$  oder Verdrehungen  $\vartheta$  um die Stabachse auf, oder diese Verformungen kommen gleichzeitig vor.

Man unterscheidet Biegeknicke und Biegedrillknicken.

### (104) Biegeknicke

Beim Biegeknicke treten nur Verschiebungen  $v$  oder  $w$  oder beide auf, oder die Verdrehungen  $\vartheta$  um die Stabachse dürfen vernachlässigt werden.

### (105) Biegedrillknicken

Beim Biegedrillknicken treten Verschiebungen  $v$ ,  $w$  und gleichzeitig Verdrehungen  $\vartheta$  um die Stabachse auf, wobei diese Verdrehungen berücksichtigt werden müssen.

Anmerkung 1: In älterer Literatur und in früheren Regelwerken (z.B. DIN 4114 Teil 1 und Teil 2) wird das Biegedrillknicken bei Beanspruchung durch Biegemomente und Querlasten als Kippen bezeichnet.

Anmerkung 2: Das Drillknicken, bei dem die Verschiebungen  $v$  und  $w$  gleich Null sind, stellt einen Sonderfall des Biegedrillknickens dar.

DIN 18 800 Teil 1 sagt nun im Abschnitt 7.5 (Verfahren beim Tragsicherheitsnachweis) folgendes aus:

## 7.5 Verfahren beim Tragsicherheitsnachweis

### 7.5.1 Abgrenzungskriterien und Detailregelungen

#### (739) Biegeknicke

Für Stäbe und Stabwerke ist der Nachweis der Biegeknicke sicherheit nach DIN 18 800 Teil 2 zu führen.

Der Einfluß der sich nach Theorie II. Ordnung ergebenden Verformungen auf das Gleichgewicht darf vernachlässigt werden, wenn der Zuwachs der maßgebenden Biegemomente infolge der nach Theorie I. Ordnung ermittelten Verformungen nicht größer als 10% ist.

Diese Bedingung darf als erfüllt angesehen werden, wenn

- die Normalkräfte  $N$  des Systems nicht größer als 10% der zur idealen Knicklast gehörenden Normalkräfte  $N_{Kl,d}$  des Systems sind (bei Anwendung der Fließgelenktheorie ist hierbei das statische System unmittelbar vor Ausbildung des letzten Fließgelenks zugrunde zu legen), oder
- die bezogenen Schlankheitsgrade  $\bar{\lambda}_K$  nicht größer als  $0,3 \sqrt{f_{y,k}/\sigma_N}$  sind mit  $\sigma_N = N/A$ ,  $\bar{\lambda}_K = \lambda_K/\lambda_a$ ,  $\lambda_K = s_K/i$ ,  $\lambda_a = \pi \sqrt{E/f_{y,k}}$ , oder
- die mit den Knicklängenbeiwerten  $\beta = S_K/l$  multiplizierten Stabkennzahlen  $\varepsilon = l \sqrt{N/(E \cdot I)_d}$  aller Stäbe nicht größer als 1,0 sind.

Bei veränderlichen Querschnitten oder Normalkräften sind  $(E \cdot I)$ ,  $N_{Kl}$  und  $s_K$  für die Stelle zu ermitteln, für die der Tragsicherheitsnachweis geführt wird. Im Zweifelsfall sind mehrere Stellen zu untersuchen.

Anmerkung: In den Bedingungen a), b) und c) ist die Normalkraft  $N$  entsprechend den Regelungen in DIN 18 800 Teil 2 als Druckkraft positiv anzusetzen, vergleiche auch Abschnitt 3.3, Element 314.

#### (740) Biegedrillknicken

Für Stäbe und Stabwerke ist der Nachweis der Biegedrillknicksicherheit nach DIN 18 800 Teil 2 zu führen.

Der Nachweis darf entfallen bei

- Stäben mit Hohlquerschnitt oder
- Stäben mit I-förmigem Querschnitt bei Biegung um die z-Achse oder
- Stäben mit I-förmigem, zur Stabachse symmetrischem Querschnitt bei Biegung um die y-Achse, wenn der Druckgurt dieser Stäbe in einzelnen Punkten im Abstand  $c$  nach Bedingung (24) seitlich unverschieblich gehalten ist.

$$c \leq 0,5 \lambda_a \cdot i_{z,g} \cdot \frac{M_{pl,y,d}}{M_y} \quad (24)$$

mit

$M_y$

größter Absolutwert des maßgebenden Biegemomentes

$$\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{y,k}}}$$

Bezugsschlankheitsgrad

$i_{z,g}$

Trägheitsradius um die Stegachse z der aus Druckgurt und 1/5 des Steges gebildeten Querschnittsfläche

Anmerkung: In DIN 18 800 Teil 2, Abschnitt 3.2.2, Element 310, ist zusätzlich ein Druckkraftbeiwert  $k_c$  berücksichtigt, der hier aus Vereinfachungsgründen auf der sicheren Seite zu 1 gesetzt worden ist.

Trifft also mindestens je eine der jeweils nach dem ersten verbindlichen Satz angegebenen Bedingungen der Elemente 739 und 740 zu, so braucht kein Stabilitätsnachweis gegen Biegeknicken und Biegedrillknicken nach Teil 2 geführt zu werden. Wenn dann auch die Querschnitte nicht als „dünnwandig“ einzustufen sind (d.h. wenn die Grenzwerte  $b/t$  und  $d/t$  nach den Tabellen 12, 13, 14 und 15 nicht überschritten werden), so daß weder Teil 2, Abschnitt 7, noch die Teile 3 und 4 der Norm herangezogen werden müssen, kann die gesamte Bemessung der Konstruktion nach Teil 1 durchgeführt werden.

Für den Nachweis des Biegeknickens bedeutet dies z.B., daß in solchen Fällen nicht mehr – wie bisher notwendig – außer einem allgemeinen Spannungsnachweis mit den Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung noch für jeden einzelnen auf Druck oder auf Druck und Biegung beanspruchten Stab ein zusätzlicher Stabilitätsnachweis zu führen ist. Es genügt jetzt ganz einfach der Spannungsnachweis bzw. der Interaktionsnachweis (für plastizierte Querschnitte) mit den Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung oder ein Traglastnachweis nach der Fließgelenktheorie I. Ordnung. In diesen Fällen ist die Theorie I. Ordnung eine zulässige Näherung der Theorie II. Ordnung, welche ihrerseits ja den Stabilitätsnachweis für Biegeknicken beinhaltet (man denke hierbei an die sogenannte Spannungstheorie II. Ordnung nach DIN 4114, Ri. 10.2.).

## 2 Allgemeine Berechnungsgrundlagen

### 2.1 Nachweisverfahren

#### 1.4 Grundsätzliches zum Tragsicherheitsnachweis

##### 1.4.1 Allgemeines

#### (112) Berechnungsverfahren und Grundlagen

Ausreichende Tragsicherheit ist wahlweise nach einem der in Tabelle 1 angegebenen Verfahren nachzuweisen. Dabei sind folgende Grundlagen zu beachten:

- Werkstoffgesetz (Element 113)
- Imperfektionen (Element 114 und Abschnitt 2)

- Schnittgrößen (Elemente 115 und 116)
- Einfluß der Verformungen (Element 116)
- Schlupf (Element 118)
- Querschnittsmitwirkung (Element 119)
- Lochschwächungen (Element 120)

Tabelle 1. Nachweisverfahren

	Nachweisverfahren	Berechnung der Schnittgrößen infolge der Einwirkungen	
		nach	
		Beanspruchbarkeiten	
1	Elastisch-Elastisch	Elastizitätstheorie	Elastizitätstheorie
2	Elastisch-Plastisch	Elastizitätstheorie	Plastizitätstheorie
3	Plastisch-Plastisch	Fließgelenktheorie	Plastizitätstheorie

#### Benötigt werden außerdem die

#### (111) Teilsicherheitsbeiwerte

$\gamma_F$  Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen

$\gamma_M$  Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand

Anmerkung: Die Werte  $\gamma_F$ ,  $\gamma_M$  sind DIN 18 800 Teil 1, Abschnitt 7 zu entnehmen. Damit gilt in den zu führenden Tragsicherheitsnachweisen sowohl für die Streckgrenze als auch für die Steifigkeiten (z.B.  $E \cdot I$ ,  $E \cdot A$ ,  $G \cdot A_S$ ,  $S$ ) stets der Teilsicherheitsbeiwert:  $\gamma_M = 1,1$ .

Die Anwendung dieser Verfahren setzt voraus, daß die jeweils den einzelnen Verfahren zugeordneten grenz- $b/t$ - und  $d/t$ -Verhältnisse aus Teil 1, Tabelle 12, 13, 14, 15 und 18 nicht überschritten werden. Als Beispiel wird hier Tabelle 18 angegeben:

Beidseitig gelagerter Plattenstreifen	
Lagerung und Breite $b$	
Einsseitig gelagerter Plattenstreifen	
Lagerung und Breite $b$	Druckspannung $f_x$ / $\gamma_M$ am
	gelagerten Rand
	freien Rand
Kreiszylinder	
grenz (d/t) = 50 * 240 / f_y,k	
Druckspannungen sind durch Schraffur gekennzeichnet.	

Tabelle 18: Grenzwerte  $\text{grenz}(b/t)$  und  $\text{grenz}(d/t)$  für volles Mitwirken von Querschnittsteilen unter Druckspannungen  $\sigma_x$  beim Tragsicherheitsnachweis nach dem Verfahren Plastisch-Plastisch.  $f_{y,k}$  in  $N/mm^2$

Als Beispiel für die bei Berechnung der Beanspruchbarkeiten nach Plastizitätstheorie einzuhaltenden Interaktionsbedingungen wird nebenstehend die Tabelle 16 aus Teil 1 angegeben:

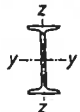
Momente um y-Achse 	Gültigkeitsbereich	$\frac{V}{V_{pl,d}} \leq 0,33$	$0,33 < \frac{V}{V_{pl,d}} \leq 0,9$
	$\frac{N}{N_{pl,d}} \leq 0,1$	$\frac{M}{M_{pl,d}} \leq 1$	$0,88 \frac{M}{M_{pl,d}} + 0,37 \frac{V}{V_{pl,d}} \leq 1$
$0,1 < \frac{N}{N_{pl,d}} \leq 1$	$0,9 \frac{M}{M_{pl,d}} + \frac{N}{N_{pl,d}} \leq 1$	$0,8 \frac{M}{M_{pl,d}} + 0,89 \frac{N}{N_{pl,d}} + 0,33 \frac{V}{V_{pl,d}} \leq 1$	

Tabelle 16: Vereinfachte Tragsicherheitsnachweise für doppelsymmetrische I-Profile mit  $N, M_y, V_z$

Eine wesentliche Vereinfachung bei der praktischen Berechnung bietet folgende Erlaubnis (nicht verbindliche Regelung) aus EL. 112:

Zur Vereinfachung dürfen Biegeknicken und Biegedrillknicken getrennt untersucht werden. Dabei ist nach dem Nachweis des Biegeknickens der Biegedrillknicknachweis für die aus dem Gesamtsystem herausgelöst gedachten Einzelstäbe zu führen, die durch die am Gesamtsystem ermittelten Stabendschnittgrößen und durch die Einwirkungen auf den betrachteten Einzelstab beansprucht werden.

Anmerkung 3: Die beim gedanklichen Herauslösen des Einzelstabes angenommenen Randbedingungen und Schnittgrößen sind beim Nachweis des Biegedrillknickens zu beachten.

Auch die folgende nicht verbindliche Regelung kann – muß jedoch nicht – zu wesentlichen Vereinfachungen führen, wenn genauere Stabwerksprogramme für die Nachweisverfahren der Tabelle 1 nicht vorhanden sind oder aus anderen Gründen (z.B. Gewohnheit oder der Wunsch nach besserer Übersichtlichkeit der statischen Berechnung) „von Hand“ gerechnet wird:

Anstelle der in Tabelle 1 angegebenen Verfahren dürfen auch vereinfachte Nachweise nach den Abschnitten 3 bis 7 geführt werden.

Anmerkung 4: Vereinfachte Tragsicherheitsnachweise der Abschnitte 3 und 4 für Stäbe sind in der Tabelle 2 aufgeführt.

Auf einige weitere der bei Anwendung der Tabelle 1 zu beachtenden Grundlagen (sie sind auf S. 41 oberhalb der Tabelle 1 unterstrichen) wird im folgenden eingegangen:

**(113) Werkstoffgesetz**

Der Werkstoff muß ein ausreichendes Plastizierungsvermögen haben. Anstatt des tatsächlichen Werkstoffverhaltens darf eine linearelastisch-idealplastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung zugrunde gelegt werden.

Anmerkung: Die in DIN 18800 Teil 1, Abschnitt 4.1, Element 401, Nummer 1 und 2 genannten Stahlsorten besitzen ein ausreichendes Plastizierungsvermögen.

Hierbei handelt es sich um:

**4 Werkstoffe**

**4.1 Walzstahl und Stahlguß**

**(401) Übliche Stahlsorten**

Es sind folgende Stahlsorten zu verwenden:

1. Von den allgemeinen Baustählen nach DIN 17 100 die Stahlsorten St 37-2, USt 37-2, RSt 37-2, St 37-3 und St 52-3, entsprechende Stahlsorten für kaltgefertigte geschweißte quadratische und rechteckige Rohre (Hohlprofile) nach DIN 17 119 sowie für geschweißte bzw. nahtlose kreisförmige Rohre nach DIN 17 120 bzw. DIN 17 121.
2. Von den schweißgeeigneten Feinkornbaustählen nach DIN 17 102 die Stahlsorten StE 355, WStE 355, TStE 355 und EStE 355, entsprechende Stahlsorten für quadratische und rechteckige Rohre (Hohlprofile) nach DIN 17 125 sowie für geschweißte bzw. nahtlose kreisförmige Rohre nach DIN 17 123 bzw. DIN 17 124.

Die gebräuchlichen Baustähle sind also durchweg verwendbar. Es sei darauf hingewiesen, daß auch der StE 460 (ausgenommen ein Teil der nahtlosen Rohre) ein ausreichend duktiles Verhalten besitzt, um bei Anwendung der Verfahren „Elastisch-Plastisch“ und „Plastisch-Plastisch“ eingesetzt werden zu können. Dies gilt jedoch nicht für den StE 690, da sein Verhältnis von Zugfestigkeit zu Streckgrenze kleiner als 1,2 ist (s. hierzu auch Element 726 in DIN 18 800 Teil 1)!

**(114) Imperfektionen**

Zur Berücksichtigung des Einflusses geometrischer und struktureller Imperfektionen müssen sinnvolle Annahmen, z.B. nach Abschnitt 2, getroffen werden.

Anmerkung: Geometrische Imperfektionen sind z.B. unplanmäßige Außermittigkeiten des Lastangriffs und Abweichungen von der planmäßigen Geometrie. Strukturelle Imperfektionen sind z.B. Eigenstressungen.

Nähere Angaben werden hierzu weiter unten im Abschnitt 4.2 dieses Beitrages gemacht.

**(115) Schnittgrößen**

Die Schnittgrößen sind mit den Bemessungswerten der Einwirkungen für die maßgebenden Nachweisstellen zu ermitteln.

Auf die Kennzeichnung der Schnittgrößen mit dem Index  $d$  wird aus Vereinfachungsgründen verzichtet.

Anmerkung: Die Regeln zur Berechnung der Bemessungswerte der Einwirkungen enthält DIN 18800 Teil 1, Abschnitte 7.2.1 und 7.2.2.

**(116) Einfluß der Verformungen**

Bei der Berechnung der Schnittgrößen ist in der Regel der Einfluß der Verformungen auf das Gleichgewicht (Theorie II. Ordnung) zu berücksichtigen. Hierfür sind als Bemessungswerte der Steifigkeiten die aus den Nennwerten der Querschnittsabmessungen und den charakteristischen Werten der Elastizitäts- und Schubmodul berechneten charakteristischen Werte der Steifigkeiten, dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M = 1,1$ , zu verwenden.

Der Einfluß von Verformungen aus Querkraftschubspannungen darf in der Regel vernachlässigt werden.

Anmerkung 1: Bei der Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung ist beispielsweise bei der Ermittlung der Stabkennzahl  $\varepsilon$  und des Verzweigungslastfaktors  $\eta_{KI}$  als Steifigkeit deren Bemessungswert  $(E \cdot I)_d$  einzusetzen.

Während bisher – wie auch im Teil 1 stets vorgesehen (Ausnahme: Anmerkung zu Element 717) – auf der „Lastseite“ stets mit den  $\gamma_F$ -fachen Einwirkungen [Bemessungswerte, Index d (von englisch: design)] und auf der „Widerstandsseite“ mit den durch  $\gamma_M$  dividierten Festigkeiten und Steifigkeiten (ebenfalls Bemessungswerte, Index d) gerechnet wird, läßt Element 117 eine wichtige Alternative zu:

**(117) Nachweis mit  $\gamma_M$ -fachen Bemessungswerten der Einwirkungen**

Abweichend von Abschnitt 1.4.1, Elemente 115 und 116 dürfen die Schnittgrößen und Verformungen auch mit den  $\gamma_M (= 1,1)$ -fachen Bemessungswerten der Einwirkungen berechnet werden. In diesem Fall sind bei den Tragsicherheitsnachweisen die charakteristischen Werte der Festigkeiten und Steifigkeiten zu verwenden. In den Gleichungen der Abschnitte 3 bis 7 müssen dann statt der Bemessungswerte des Widerstandes, ausgedrückt durch den Index  $d$ , jeweils die charakteristischen Werte, ausgedrückt durch den Index  $k$ , verwendet werden.

Anmerkung 1: Hierbei ist beispielsweise bei der Ermittlung der Stabkennzahl  $\varepsilon$  und des Verzweigungslastfaktors  $\eta_{KI}$  als Steifigkeit deren charakteristischer Wert  $(E \cdot I)_k$  einzusetzen.

Anmerkung 2: Diese alternative Nachweismöglichkeit besteht insbesondere bei den allgemeinen Tragsicherheitsnachweisen der Abschnitte 5, 6 und 7, ist aber sinngemäß auch in den Abschnitten 3 und 4 anwendbar. Sie führt zu denselben Ergebnissen wie die Berücksichtigung von  $\gamma_M$  auf der Widerstandsseite. Ihre Anwendung ist in der Statistischen Berechnung kenntlich zu machen, falls Verwechslungen nicht auszuschließen sind.

Anmerkung 3: Hinweise zu den Widerstandsgrößen siehe DIN 18 800 Teil 1, Abschnitt 7.3.1.

Danach ist es bei allen Tragsicherheitsnachweisen auch möglich und zulässig, mit den bisher gewohnten charakteristischen Werten der Widerstandsgrößen (Festigkeiten und Steifigkeiten) zu rechnen, wenn die Beanspruchungen (Schnittgrößen und Verformungen) mit den  $\gamma_M$ -fachen Bemessungswerten der Einwirkungen ermittelt werden.

Dieses Vorgehen ist der Praxis zu empfehlen, da damit alle bisher im Stahlbau gebräuchlichen Tabellen,

z.B. für Werkstoffkennwerte, Querschnittsgrößen und Steifigkeiten, ohne Umrechnung auf ihre Bemessungswerte weiter verwendet werden können. Auch der Erfahrungsschatz an Zahlenwerten des einzelnen Ingenieurs bleibt erhalten. Diese Alternative entspricht der Anwendung eines „globalen“ Sicherheitsfaktors  $\gamma = \gamma_M \cdot \gamma_F$ , wie er auch schon bei der sogenannten Spannungstheorie II. Ordnung nach DIN 4114, Ri. 10.2 (mit  $\gamma = \gamma_{kr}$ ), gebräuchlich war. Eine ausführliche Begründung mit Beispielen hierzu findet man in [1].

### 3 Gliederung und Erscheinungsbild von DIN 18 800 Teil 2

DIN 18 800 Teil 2 gliedert sich in folgende Abschnitte:

1. Allgemeine Angaben
2. Imperfektionen für Stäbe und Stabwerke aus planmäßig geraden Stäben
3. Einteilige Stäbe
4. Mehrteilige, einfeldrige Stäbe
5. Stabwerke
6. Bogenträger
7. Planmäßig gerade Stäbe mit ebenen dünnwandigen Querschnittsteilen

Zitierte Normen und andere Unterlagen  
Erläuterungen

Am Beispiel von Element 307 aus dem Unterabschnitt 3.3 (einachsige Biegung ohne Normalkraft) soll auch noch einmal auf die Gliederung in

- verbindliche Regelungen in Form von Geboten, Verboten, Grundsätzen (Regeln),
  - nicht verbindliche Regelungen in Form von Empfehlungen sowie Erlaubnissen unter konkret beschriebenen Bedingungen,
  - Erläuterungen in Form von Beispielen, Hinweisen, Skizzen und Bildern
- eingegangen werden:

**(307)** Es ist ein Tragsicherheitsnachweis nach Abschnitt 3.3.4 zu führen.

Dieser Nachweis darf

- bei Biegung um die z-Achse oder
  - wenn jeweils die Bedingungen der Abschnitte 3.3.2 oder 3.3.3 eingehalten werden
- entfallen.

Anmerkung: Der hier behandelte Stabilitätsfall wurde in DIN 4114 Teil 1/0752 und meistens in der Literatur als „Kippen“ bezeichnet.

Der erste Satz ist eine verbindliche Regelung (in Abschnitt 3.3.4 wird gesagt, wie der Biegedrillknick-Sicherheitsnachweis zu führen ist).

Der zweite Satz ist nicht verbindlich und enthält Erlaubnisse unter bestimmten konkreten Bedingungen (in den Abschnitten 3.3.2 und 3.3.3 sind z.B. Angaben über die Behinderung der seitlichen Verschiebung oder der Verdrehung enthalten sowie auch ein Nachweis, welcher der bekannten „c/40-Regel“ nach 4114 entspricht).

Der dritte Satz stellt eine Erläuterung dar, die hier dem Anwender den begrifflichen Übergang von der alten zur neuen Norm erleichtern soll.

## 4 Einige Detailregelungen der Abschnitte in ihren Grundzügen

### 4.1 Allgemeine Angaben

Der Unterabschnitt 1, Allgemeine Angaben, enthält neben der schon erwähnten Definition des Knickens, unterteilt in Biegeknicken und Biegedrillknicken, sowie den häufig verwendeten Formelzeichen, im wesentlichen grundsätzliche Angaben zu den Tragsicherheitsnachweisen, wie sie oben schon erläutert wurden.

### 4.2 Imperfektionen für Stäbe und Stabwerke aus planmäßig geraden Stäben

Grundsätzlich ist der Einfluß von geometrischen und strukturellen Imperfektionen beim Tragsicherheitsnachweis immer dann zu berücksichtigen, wenn sie zu einer Vergrößerung der Beanspruchung führen.

Zur Erfassung beider Imperfektionen dürfen geometrische Ersatzimperfektionen angenommen werden, die auch durch den Ansatz gleichwertiger Ersatzlasten berücksichtigt werden können.

Man unterscheidet zwischen Vorkrümmungen und Vorverdrehungen. Diese Ersatzimperfektionen sollen neben den geometrischen Imperfektionen auch den Einfluß von Eigenspannungen infolge Walzens, Schweißens, Richtarbeiten, Werkstoffinhomogenitäten und der Ausbreitung der Fließzonen auf die Traglast pauschal abdecken.

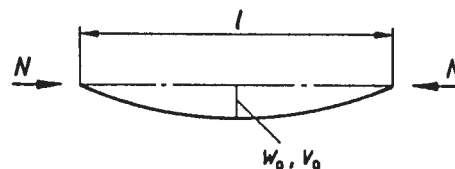
Da bei Anwendung des Nachweisverfahrens Elastisch-Elastisch nach Tabelle 1, Zeile 1, stets noch ungenutzte plastische Reserven vorhanden sind, brauchen in diesem Fall nur die 2/3fachen Werte der im

folgenden näher angegebenen Ersatzimperfektionen angesetzt zu werden (dies gilt nicht für mehrteilige Stäbe).

Die geometrischen Ersatzimperfektionen sind so anzusetzen, daß sie sich der zum niedrigsten Knick-eigenwert gehörenden Verformungsfigur möglichst gut anpassen.

#### Vorkrümmung

Die Vorkrümmungen sind bei Einzelstäben und Stäben von Stabwerken mit unverschieblichen Knotenpunkten anzusetzen, und zwar in Form einer quadratischen Parabel oder einer Sinushalbwellen mit einem Stich von  $w_0$  oder  $v_0$ , der unabhängig ist von der (europäischen) Knickspannungslinie, welcher der Stabquerschnitt zuzuordnen ist:



quadratische Parabel oder sin-Halbwellen

Bild 2: Vorkrümmung eines Stabes

Wenn die Abgrenzungskriterien nach DIN 18800 Teil 1, Abschnitt 7.5.1, Element 739, für die Anwendung der Theorie I. Ordnung erfüllt sind, darf ohne Ansatz von Vorkrümmungen gerechnet werden.

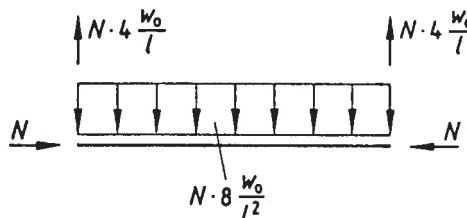


Bild 3: Ersatzbelastung bei quadratischer Parabel (Gleichgewichtsgruppe)

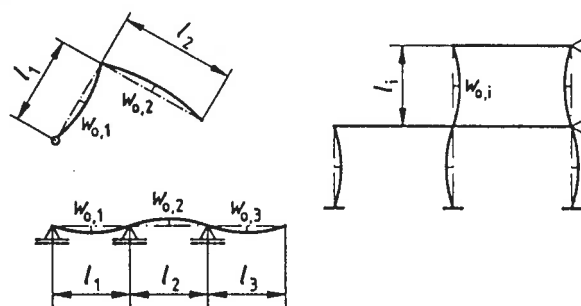


Bild 4: Beispiele für den Ansatz von Vorkrümmungen

Tabelle 3. Stich der Vorkrümmung

	Stabart	Stich $w_0, v_0$ der Vorkrümmung
1	Einteilige Stäbe mit Querschnitten, denen nach Tabelle 5 folgende Knickspannungslinie zugeordnet ist.	
a		$l/300$
2	b	$l/250$
3	c	$l/200$
4	d	$l/150$
5	Mehrteilige Stäbe, wenn der Nachweis nach Abschnitt 4.3 erfolgt	$l/500$

Anmerkung: Ersatzimperfectionen für Bogenträger enthält Tabelle 23.

**Vorverdrehungen**

Die Vorverdrehungen sind für solche Stäbe und Stabzüge anzunehmen, die am verformten Stabwerk elastische Stabdrehwinkel aufweisen können und die durch Normalkräfte beansprucht werden.

Die Vorverdrehung beträgt in der Regel

— für einteilige Stäbe:

$$\varphi_0 = \frac{1}{200} r_1 \cdot r_2 \quad (1)$$

— für mehrteilige Stäbe nach den Bildern 20 und 21 sowie Abschnitt 4.3

$$\varphi_0 = \frac{1}{400} r_1 \cdot r_2 \quad (2)$$

Es bedeuten:

$$r_1 = \sqrt{\frac{5}{l}}$$

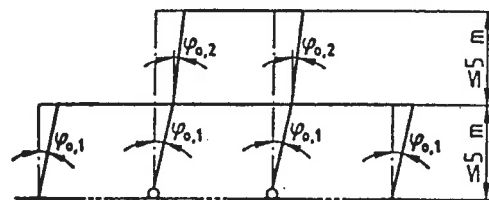
Reduktionsfaktor für Stäbe oder Stabzüge mit  $l > 5$  m, wobei  $l$  die Systemlänge des vorverdrehten Stabes  $L$  bzw. Stabzuges  $L_r$  in m ist. Maßgebend ist jeweils derjenige Stab oder Stabzug, dessen Vorverdrehung sich auf die betrachtete Beanspruchung am ungünstigsten auswirkt.

$$r_2 = \frac{1}{2} \left( 1 + \sqrt{\frac{1}{n}} \right)$$

Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung von  $n$  voneinander unabhängigen Ursachen für Vorverdrehungen von Stäben und Stabzügen.

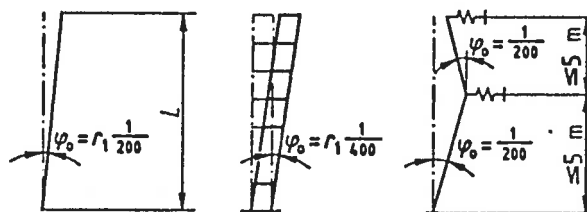
Für Rahmen darf dabei in der Regel für  $n$  die Anzahl der Stiele des Rahmens je Stockwerk in der betrachteten Rahmenebene eingesetzt werden, wobei Stiele geringer Normalkraft nicht mitzählen. Ein Aus-

zug aus Bild 6 der Norm dient hier der näheren Erläuterung:



$$\varphi_{0,2} = r_2 \frac{1}{200} \text{ mit } n = 2$$

$$\varphi_{0,1} = r_2 \frac{1}{200} \text{ mit } n = 4$$



Einzelner Rahmenstab

Teil-Bild 6: Beispiele für Vorverdrehungen in Stabwerken und Rahmen

Wenn die Abgrenzungskriterien nach DIN 18800 Teil 1, Abschnitt 7.5.1, Element 739, für die Anwendung der Theorie I. Ordnung erfüllt sind, darf mit verminderten Vorverdrehungen gerechnet werden.

Auch für diese Imperfection ist der Ansatz von gleichwertigen Ersatzlasten möglich:

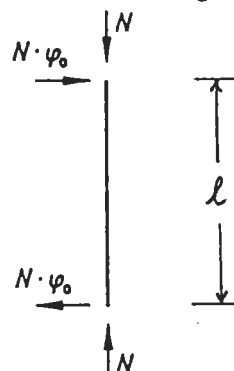


Bild 7: Ersatzbelastung für eine Vorverdrehung  $\varphi_0$

In diesem Fall handelt es sich bei den Abtriebskräften nicht um eine Gleichgewichtsgruppe! Zwar ist  $\Sigma H = 0$  und  $\Sigma V = 0$  erfüllt, jedoch nicht  $\Sigma M = 0$ . Es verbleibt ein resultierendes Kräftepaar der Größe  $N \cdot \varphi_0 \cdot l$  wie es auch bei dem um  $\varphi_0$  schiefgestellten Stab mit vertikalen Kräften  $N$  vorhanden ist.

Für Stäbe, die am verformten Stabwerk Stabdrehwinkel aufweisen und eine Stabkennzahl

$\varepsilon = l \sqrt{N/EI} > 1,6$  haben, ist zusätzlich zu den Vorverdrehungen auch die Vorkrümmung in ungünstigster Richtung anzusetzen:

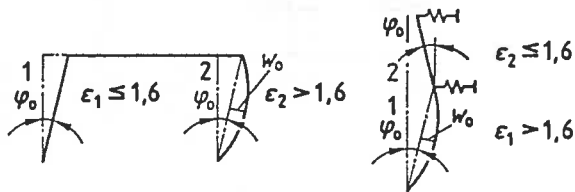


Bild 8: Beispiele für die gleichzeitige Berücksichtigung von Vorkrümmungen und Vorverdrehung

Es wird an dieser Stelle noch einmal ausdrücklich darauf hingewiesen, daß in den Fällen, in denen nach den vorher genannten Abgrenzungskriterien aus DIN 18 800 Teil 1, Element 739, die Anwendung der Theorie I. Ordnung zulässig ist, zwar keine Vorkrümmungen, jedoch Vorverdrehungen in halber Größe der oben erläuterten Werte anzusetzen sind (s. Element 730 in DIN 18 800 Teil 1).

### 4.3 Einteilige Stäbe

Der umfangreiche Abschnitt 3 von DIN 18 800 Teil 2 behandelt im wesentlichen das sogenannte *Ersatzstabverfahren* für Einzelstäbe oder für gedanklich aus dem Tragwerk herausgelöste Stäbe für den Nachweis des Biegeknickens und des Biegedrillknickens.

Für das Biegeknicken ist der Nachweis für den Fall gedacht, daß entweder geschlossene Formeln für Schnittgrößen von Einzelstäben oder Computerprogramme für Schnittgrößen von Stabwerken nach der Theorie II. Ordnung nicht verfügbar sind oder daß aus anderen Gründen (z.B. der Übersichtlichkeit der statischen Berechnung wegen) ein Nachweis „von Hand“ erfolgt. Das Vorgehen entspricht dann dem bisherigen nach DIN 4114, wenn nicht die sogenannte Spannungstheorie II. Ordnung angewendet wird, sondern zunächst die Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung ermittelt werden und nach dem allgemeinen Spannungsnachweis für jeden einzelnen Stab, der Druckkräfte enthält, ein zusätzlicher Stabilitätsnachweis mit der oder den zutreffenden Ersatzstabformeln – z.B.:  $\omega N/A + 0,9 M/W \leq \text{zul. } \sigma$  – geführt wird. Dies mag für manchen Anwender auch heute noch bei Einzelstäben eine Erleichterung sein, da er dann die Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung umgehen kann.

Die Anwendung des weiter unten beschriebenen Ersatzstabverfahrens ist jedoch bei Rahmentragwerken keine Erleichterung, da nach Element 728 von Teil 1 grundsätzlich die Theorie II. Ordnung anzuwenden ist, wenn sie zu einer Vergrößerung der Beanspruchung führt – es sei denn, das Abgrenzungskriterium nach

diesem Element, bzw. Element 739 aus Teil 1, („10%-Regel“) greift. Dann befindet man sich aber ohnehin noch im Zulässigkeitsbereich der Theorie I. Ordnung, und es ist überhaupt kein Nachweis des Biegeknickens nach Teil 2 erforderlich.

Diese Forderung, Tragsicherheitsnachweise grundsätzlich mit den Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung zu führen, gilt natürlich auch für Stöße und Anschlüsse. Die hierfür notwendigen Tragsicherheitsnachweise sind – wie man aus Schadensfällen weiß – genauso sicherheitsrelevant wie die Stabilitätsnachweise! Wenn also schon eine Schnittgrößenermittlung nach Theorie II. Ordnung für Rahmensysteme durchgeführt werden muß, da solche ja ohne Stöße bzw. Anschlüsse nicht konstruierbar sind, dann kann man diese Ergebnisse natürlich auch gleich im Sinne der allgemeinen Nachweisverfahren nach Tabelle 1 für einen Spannungsnachweis (Verfahren „Elastisch-Elastisch“) oder einen Interaktionsnachweis (Verfahren „Elastisch-Plastisch“ ggf. auch „Plastisch-Plastisch“) verwenden!

Deutlich wird dies auch für den Nachweis des Biegedrillknickens. Hier heißt es im Element 303 wörtlich:

#### (303) Biegedrillknicken

Die Biegedrillknickuntersuchung ist für die aus dem Stabwerk herausgelöst gedachten Stäbe durchzuführen. Dabei sind die Stabendmomente erforderlichenfalls nach Theorie II. Ordnung zu bestimmen. Die Feldmomente dürfen mit diesen Stabendmomenten nach Theorie I. Ordnung berechnet werden.

Das *Ersatzstabverfahren*, welches für den Fall des Biegeknickens in der Regel also nur für Einzelstäbe sinnvoll ist, wird nun kurz am Beispiel der Bedingung (24) für das Biegeknicken und der Bedingung (27) für Biegedrillknicken erläutert. Beide Bedingungen sind gültig für den Fall einachsiger Biegung mit Normalkraft, welcher den Fall planmäßig mittigen Drucks als Sonderfall einschließt:

### Biegeknicken:

#### 3.4.2.2 Ersatzstabverfahren

##### (314) Nachweisformat

Der Tragsicherheitsnachweis ist mit Bedingung (24) unter Verwendung der Knickspannungslinien nach Abschnitt 3.2.1 zu führen

$$\frac{N}{\kappa \cdot N_{pl,d}} + \frac{\beta_m \cdot M}{M_{pl,d}} + \Delta n \leq 1 \quad (24)$$

mit

$\kappa$  Abminderungsfaktor nach Gleichung (4) in Abhängigkeit von  $\lambda_K$  für die maßgebende Knickspannungslinie (siehe Tabelle 5) für Ausweichen in der Momentenebene

$\beta_m$  Momentenbeiwert für Biegeknicken nach Tabelle 11, Spalte 2

Momentenbeiwerte  $\beta_m < 1$  sind nur bei Stäben mit unverschieblicher Lagerung der Stabenden und gleichbleibendem Querschnitt unter konstanter Druckkraft ohne Querlasten zulässig.

M Größter Absolutwert des Biegemomentes nach Elastizitätstheorie I. Ordnung ohne Ansatz von Imperfektionen

$$\Delta n = \frac{N}{\kappa \cdot N_{pl,d}} \left( 1 - \frac{N}{\kappa \cdot N_{pl,d}} \right) \kappa^2 \cdot \bar{\lambda}_K^2$$

jedoch  $\Delta n \leq 0,1$

Bei der Berechnung von  $M_{pl,d}$  ist Abschnitt 1.4.2, Element 123, zu beachten.

(Weitere Bedingungen und Anmerkungen s. Original-Normtext.)

$$\bar{\lambda}_K \leq 0,2 : \kappa = 1 \quad (4 a)$$

$$\bar{\lambda}_K > 0,2 : \kappa = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_K^2}} \quad (4 b)$$

$$k = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda}_K - 0,2) + \bar{\lambda}_K^2]$$

vereinfachend für  $\bar{\lambda}_K > 3,0$ :

$$\kappa = \frac{1}{\bar{\lambda}_K (\bar{\lambda}_K + \alpha)} \quad (4 c)$$

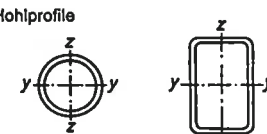
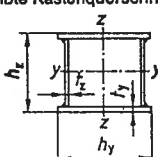
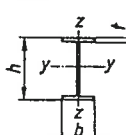
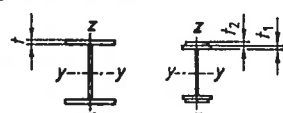
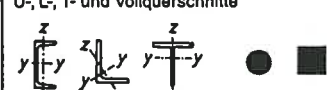
mit  $\alpha$  nach Tabelle 4.

Tabelle 4. Parameter  $\alpha$  zur Berechnung des Abminderungsfaktors  $\kappa$

Knickspannungslinie	a	b	c	d
$\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\bar{\lambda}_K = \frac{\lambda_K}{\lambda_a} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{KI}}} \quad \text{bezogener Schlankheitsgrad bei Druckbeanspruchung}$$


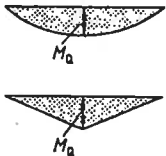
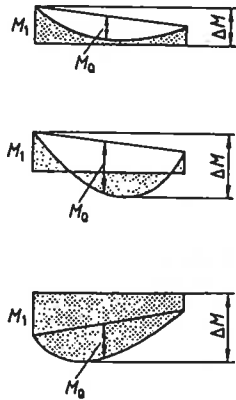
Tabelle 5: Zuordnung der Querschnitte zu den Knickspannungslinien

	1	2	3
	Querschnitt	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knickspannungslinie
1	Hohlprofile  warm gefertigt kalt gefertigt	y-y z-z	a
		y-y z-z	b
2	geschweißte Kastenquerschnitte  dicke Schweißnaht und $h_y/t_y < 30$ $h_x/t_x < 30$	y-y z-z	b
		y-y z-z	c
3	gewalzte I-Profile  $h/b > 1,2; t \leq 40 \text{ mm}$ $h/b > 1,2; 40 < t \leq 80 \text{ mm}$ $h/b \leq 1,2; t \leq 80 \text{ mm}$ $t > 80 \text{ mm}$	y-y z-z	a
		y-y z-z	b
		y-y z-z	c
		y-y z-z	d
4	geschweißte I-Querschnitte  $t_1 \leq 40 \text{ mm}$ $t_1 > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b
		y-y z-z	c
5	U-, L-, T- und Vollquerschnitte  und mehrteilige Stäbe nach Abschnitt 4.4	y-y z-z	c
6	Hier nicht aufgeführte Profile sind sinngemäß einzuordnen. Die Einordnung soll dabei nach den möglichen Eigenspannungen und Blechdicken erfolgen.		

Anmerkung: Als dicke Schweißnähte sind solche mit einer vorhandenen Nahtdicke  $a \geq \min t$  zu verstehen.



Tabelle 11: Momentenbeiwerte

	1	2	3
	Momentenverlauf	Momentenbeiwerte $\beta_m$ für Biegeknicke	Momentenbeiwerte $\beta_M$ für Biegedrillknicke
1	Stabendmomente  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{m,\psi} = 0,66 + 0,44 \psi$ jedoch $\beta_{m,\psi} \geq 1 - \frac{1}{\eta_{KI}}$ und $\beta_{m,\psi} \geq 0,44$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
2	Momente aus Querlast 	$\beta_{m,Q} = 1,0$	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
3	Momente aus Querlasten mit Stabendmomenten 	$\psi \leq 0,77$ : $\beta_m = 1,0$ $\psi > 0,77$ : $\beta_m = \frac{M_Q + M_1 \cdot \beta_{m,\psi}}{M_Q + M_1}$	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q =  \max M $ nur aus Querlast $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{bei nicht durchschlagendem Momentenverlauf} \\  \max M  +  \min M  & \text{bei durchschlagendem Momentenverlauf} \end{cases}$

**Biegedrillknicke:**

**3.4.3 Biegedrillknicke**

(320) Für Stäbe, bei denen keine planmäßige Torsion auftritt, mit konstanter Normalkraft und doppelt- oder einfachsymmetrischem, I-förmigem Querschnitt, deren Abmessungsverhältnisse denen der Walzprofile entsprechen, sowie für U- und C-Profile ist der Tragsicherheitsnachweis mit Bedingung (27) zu führen.

$$\frac{N}{\kappa_z \cdot N_{pl,d}} + \frac{M_y}{\kappa_M \cdot M_{pl,y,d}} \cdot k_y \leq 1 \quad (27)$$

Außer den im Abschnitt 3.3.4 erläuterten Größen bedeuten:

$\kappa_z$  Abminderungsfaktor nach Gleichung (4) mit  $\bar{\lambda}_{K,z}$  für das Ausweichen rechtwinklig zur z-Achse

$\bar{\lambda}_{K,z} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{KI}}}$  bezogener Schlankheitsgrad für Normalkraftbeanspruchung

$N_{KI}$  Normalkraft unter der kleinsten Verzweigungslast für das Ausweichen rechtwinklig zur z-Achse oder Drillknicklast

$\beta_{M,y}$  Momentenbeiwert  $\beta_M$  für Biegedrillknicke nach Tabelle 11, Spalte 3 zur Erfassung der Form des Biegemomentes  $M_y$

$k_y$  Beiwert zur Berücksichtigung des Momentenverlaufs  $M_y$  und des bezogenen Schlankheitsgrades  $\bar{\lambda}_{K,z}$

$$k_y = 1 - \frac{N}{\kappa_z \cdot N_{pl,d}} a_y \quad \text{jedoch } k_y \leq 1$$

$$a_y = 0,15 \bar{\lambda}_{K,z} \cdot \beta_{M,y} - 0,15, \quad \text{jedoch } a_y \leq 0,9$$

Anmerkung 1: Insbesondere bei U- und C-Profilen ist zu beachten, daß planmäßige Torsion mit diesem Nachweis nicht erfaßt ist.

Anmerkung 2: T-Querschnitte sind durch die Regelungen dieses Abschnitts nicht erfaßt.

Anmerkung 3: Eine Näherung auf der sicheren Seite ist mit  $k_y = 1$  gegeben.

Anmerkung 4: Die Drillknicklast wird z.B. bei einem Stab mit gebundener Drehachse maßgebend.

$M_{KI,y}$  Biegedrillknickmoment nach der Elastizitätstheorie bei Wirkung von Momenten  $M_y$  ohne Normalkraft

$\bar{\lambda}_M = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{KI,y}}}$  bezogener Schlankheitsgrad bei Biegemomentenbeanspruchung

$\kappa_M$  Abminderungsfaktor für das Biegedrillknicke

$\kappa_M$  Abminderungsfaktor für Biegemomente in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad  $\bar{\lambda}_M$



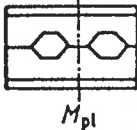
$$\kappa_M = 1 \quad \text{für } \bar{\lambda}_M \leq 0,4 \quad (17)$$

$$\kappa_M = \left( \frac{1}{1 + \bar{\lambda}_M^2 n} \right)^{1/n} \quad \text{für } \bar{\lambda}_M > 0,4 \quad (18)$$

mit

$n$  Trägerbeiwert nach Tabelle 9.

Tabelle 9. Trägerbeiwert  $n$

	Profil	$n$
1	gewalzte Träger 	2,5
2	geschweißte Träger 	2,0
3	Wabenträger 	1,5

Es wird darauf hingewiesen, daß auch für das Biegedrillknicken eine Reihe von vereinfachten Nachweisen unter bestimmten Bedingungen möglich ist, die hier aus Platzgründen nicht behandelt werden können. Es lohnt sich jedoch, im Einzelfall zu überprüfen, ob nicht einer dieser vereinfachten Nachweise möglich ist, da die Anwendung der Ersatzstabformel (27) wegen des stets zu ermittelnden Biegedrillknickmoments  $M_{Ki,y}$  recht aufwendig sein kann.

#### 4.4 Mehrteilige einfeldrige Stäbe

Während DIN 4114 nur den Fall des planmäßig mittigen Drucks behandelt, sind nun auch Nachweismöglichkeiten für den Fall des Drucks mit planmäßig einachsiger Biegung vorgesehen.

Für das Ausweichen rechtwinklig zur Stoffachse sind mehrteilige Stäbe (wie auch bisher schon) wie Einzelstäbe zu behandeln.

Für das Ausweichen rechtwinklig zur stofffreien Achse sind zunächst die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung am imperfekten schubelastischen Stab zu ermitteln. Danach werden aus diesen Schnittgrößen die Beanspruchungen für die Einzelglieder (Gurte, Verbandsstäbe, Bindbleche und Verbindungsmittel) ermittelt.

Für den Regelfall des planmäßig mittig gedrückten zweiteiligen Stabes – als Gitterstab oder Rahmenstab – sind alle notwendigen Nachweisformeln in der Norm enthalten. Der Anwender wird viele Gemeinsamkeiten – insbesondere auch bei den konstruktiven Regelungen – mit der alten DIN 4114 finden, wobei natürlich jetzt das neue Nachweisformat mit  $\gamma_F$ -fachen Lasten und Grenztragfähigkeiten verwendet wird. Erläuterungen hierzu finden sich im Originaltext von DIN 18 800 Teil 2, Abschnitt 4.

Es wird hier auf den Kommentar zur neuen DIN 18 800 verwiesen. Dies gilt insbesondere auch für die weiteren Abschnitte 5, 6 und 7, die nur kurz gestreift werden können.

#### 4.5 Stabwerke

Im Abschnitt 5 von DIN 18 800 Teil 2 werden behandelt:

- 5.1 Fachwerke
- 5.2 Rahmen und Durchlaufträger mit unverschieblichen Knotenpunkten
- 5.3 Rahmen und Durchlaufträger mit verschieblichen Knotenpunkten

**Unterabschnitt 5.1** enthält im wesentlichen Angaben zur Ermittlung von *Knicklängen* von Fachwerkstäben für das Ausweichen rechtwinklig zur Fachwerkebene, auch für sich kreuzende und durch Halbrahmen federnd gestützte Stäbe. Diese werden für den im obigen Abschnitt 4.3 (in der Norm Abschnitt 3) erläuterten Biegeknicknachweis als Sonderfall der Bedingung (24), wie sie in der Norm auch als Bedingung (3) (mit  $M=0$ ) gesondert aufgeführt ist, benötigt. Zum Teil sind die Angaben identisch mit denen aus DIN 4114, Teile 1 und 2. Eine Erleichterung stellt die Gleichung 42 dar.

##### (503) Stäbe mit unverschieblich gehaltenen Enden

Für Streben und Pfosten, deren Knoten gegen Ausweichen aus der Fachwerkebene unverschieblich gehalten sind und die durch Schweißen oder mit mindestens zwei Schrauben angeschlossen sind, gilt für das Ausweichen, sofern kein genauere Nachweis geführt wird

in der Fachwerkebene:  $s_K = 0,9 l$  (42)

rechtwinklig zur Fachwerkebene:  $s_K = l$  (43)

**Unterabschnitt 5.2**, Rahmenträger und Durchlaufträger mit unverschieblichen Knotenpunkten, enthält neben einer Definition der Unverschieblichkeit in Form eines Steifigkeitskriteriums für die aussteifenden Elemente (Verbände oder Wandscheiben) im wesentlichen bestimmte vereinfachte Näherungsverfahren (bis hin zur Theorie I. Ordnung) für die Anwendung der Theorie II. Ordnung. Diese Verfahren können insbesondere für die Handrechnung nützlich sein, also in der

Praxis vielleicht noch für einstöckige Hallenrahmen – dank des weitverbreiteten Computereinsatzes und für diese Zwecke verfügbare gute Software kaum jedoch noch für Stockwerkrahmen. Sie sind sicher auch nützlich für die Überprüfung von Computerergebnissen oder aus anderen Gründen durchgeführte Überschlagerrechnungen – z.B. für Vordimensionierungen.

Da hier vielfach Kriterien enthalten sind, die auf der Knicksicherheit im Verzweigungsfall beruhen, ist hier auch ein sehr vielseitig verwendbares Diagramm (Bild 27 der Norm) für die Ermittlung von Knicklängen und Verzweigungslastfaktoren  $\eta_{KI}$  für Rahmensysteme angegeben.

**Unterabschnitt 5.3** enthält analoge Angaben für Systeme mit elastisch verschieblichen Knoten und ebenfalls ein Diagramm für die Knicklängen und Knicksicherheiten für diese Systeme (Bild 29 der Norm).

Die beiden Flußdiagramme **Abb. 1** und **Abb. 2** erleichtern die Übersicht über die die Rahmenberechnung betreffenden Regelungen der Abschnitte 5.2 und 5.3 der Norm.

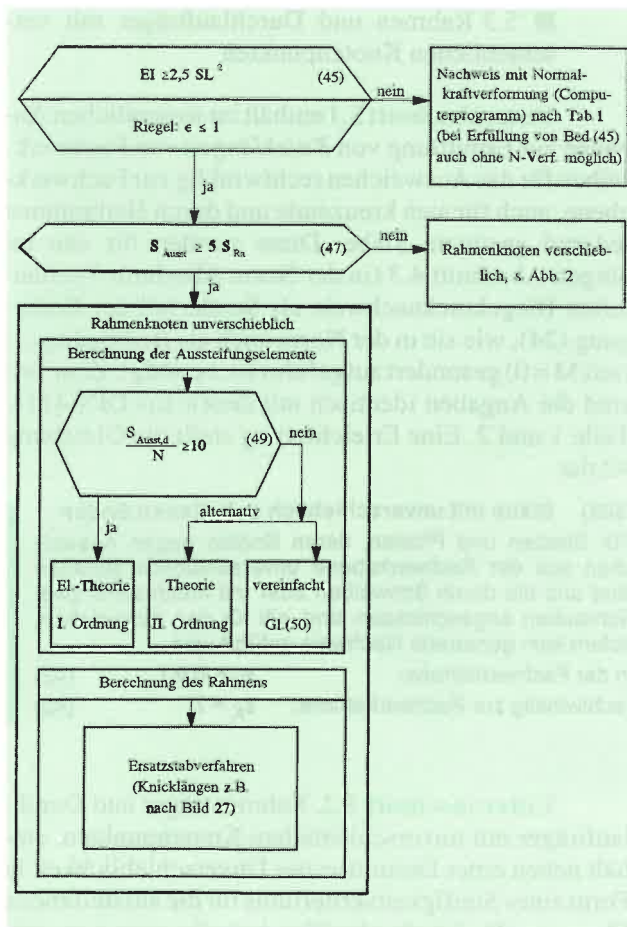


Abb. 1: Tragsicherheitsnachweise für Rahmen mit unverschieblichen Knotenpunkten nach DIN 18 800 Teil 2, Abschnitt 5.2 (anstelle der Nachweisverfahren nach Tab. 1)

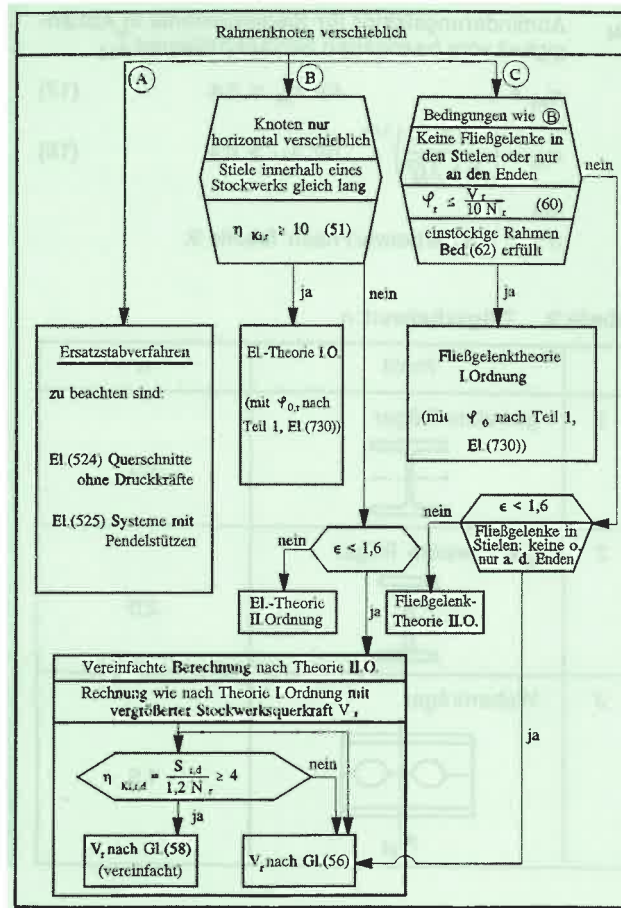


Abb. 2: Tragsicherheitsnachweise für Rahmen mit verschieblichen Knotenpunkten nach DIN 18 800 Teil 2, Abschnitt 5.3 (anstelle der Nachweisverfahren nach Tab. 1)

In beiden Unterabschnitten wird sowohl die Elastizitätstheorie als auch die Fließgelenktheorie angesprochen. Im Extremfall kann bei Erfüllung bestimmter Bedingungen auch die Theorie I. Ordnung angewendet werden. Es lohnt sich also – trotz des Computers – dieses Kapitel genau zu studieren, da es ja nicht „verboten“ ist, auch mit dem Computer nach Theorie I. Ordnung zu rechnen!

### 4.6 Bogenträger

Der Abschnitt 6 ist gegenüber den bisherigen Angaben in DIN 41 14 erheblich erweitert und wie folgt gegliedert:

- 6.1 Mittiger Druck (Stützlinienbogen)
  - 6.1.1 Ausweichen in der Bogenebene
  - 6.1.2 Ausweichen rechtwinklig zur Bogenebene
- 6.2 Einachsige Biegung in Bogenebene mit Normalkraft
  - 6.2.1 Ausweichen in der Bogenebene

### 6.2.2 Ausweichen rechtwinklig zur Bogenebene

### 6.3 Planmäßig räumliche Belastung

Er enthält Hinweise für die Anwendung des Ersatzstabverfahrens bei diesen Systemen und gibt die dafür anzusetzenden Knicklängen und Imperfektionen an. Außer dem freien Bogen, dem Bogen mit Zugband und Hängern sowie dem Bogen mit aufgeständerter oder abgehängter Fahrbahn, wird im Abschnitt 6.1.2 auch der Fall des seitlichen Ausweichens von Bogenpaaren mit Windverband, wie sie im Brückenbau vorkommen, behandelt. Hierzu werden für das Endportal auch Diagramme zur Ermittlung der Knicklänge der Pfosten für den Fall nicht richtungstreuer Belastung angegeben. Diese Diagramme gelten natürlich auch für andere Rahmen mit nicht richtungstreuen Kräften.

## 4.7 Planmäßig gerade Stäbe mit ebenen dünnwandigen Querschnittsteilen

Dieser Abschnitt 7 der Norm ist zu beachten, wenn die Grenzwerte für  $b/t$  einzelner ebener Querschnittsteile nach den Tabellen 12, 13 und 15 der DIN 18 800 Teil 1 überschritten sind. Dann muß der Einfluß des Beulens auf das Knicken berücksichtigt werden. Dies betrifft sowohl die Berechnung der Schnittgrößen als auch die der Beanspruchbarkeiten.

Der Einfluß des Beulens einzelner dünnwandiger Querschnittsteile auf das Knicken besteht im wesentlichen in einer Verminderung der Stabsteifigkeit und einer Umlagerung der Spannungen innerhalb des Querschnitts auf steifere oder weniger beanspruchte Querschnittsteile.

Für diese dünnwandigen Konstruktionen sind die Verfahren Elastisch-Elastisch oder Elastisch-Plastisch (s. Tabelle 1, Zeilen 1 und 2) zugelassen, nicht jedoch das Verfahren Plastisch-Plastisch (also z.B. die Fließgelenktheorie), da hierfür bisher noch keine ausreichend durch Versuche abgesicherte Berechnungsgrundlagen existieren.

Bei dem im Abschnitt 7 der Norm verwendeten Berechnungsmodell wird die geometrische Breite des dünnwandigen – im wesentlichen auf Druck beanspruchten – Teiles durch eine vermindert wirksame Breite ersetzt. Der sich ergebende wirksame Querschnitt ist dann der Berechnung der Querschnittswerte (also Flächen, Widerstandsmomente und Steifigkeiten) zugrunde zu legen und damit der Tragsicherheitsnachweis in der Regel wie bei Stäben und Stabwerken mit nicht dünnwandigen Querschnittsteilen zu führen. Da die wirksame Breite von der tatsächlichen Spannungsverteilung abhängig ist, diese jedoch aus Schnittgrößen zu berechnen ist, welche von den wirksamen Steifigkeiten abhängig sein können, ist häufig ein Iterationsprozess erforderlich. Das ganze Verfahren

beruht auf der bekannten „Winter-Formel“, die auch als Grundlage in dem bekannten, von der Beratungsstelle für Stahlverwendung in Düsseldorf herausgegebenen, „Handbuch und Kommentar zur Berechnung von Bauteilen aus kaltgeformtem dünnwandigen Stahlblech“ diene.

Wie bei den dickwandigen Profilen bei Anwendung des Traglastverfahrens – z.B. in Form der Fließgelenktheorie – gezielt die *plastische Tragreserve* ausgenutzt wird, so wird hier gezielt die *überkritische Tragreserve* nach dem Beulen von Querschnittsteilen ausgenutzt.

Es wird darauf hingewiesen, daß der Abschnitt 7 der Norm nur anwendbar ist, wenn die Schubspannungen hinsichtlich des Beulens der dünnwandigen Querschnitte vernachlässigbar sind. Dies gilt als erfüllt, wenn sie 20 Prozent der Streckgrenze und 30 Prozent der idealen Beulschubspannung nicht überschreiten. Werden diese Werte überschritten, so ist der Einfluß der Schubspannungen nach Teil 3 von DIN 18 800 zu berücksichtigen.

## 5 Zusammenfassung

Der hier gegebene kurze Überblick über die Stabilitätsnachweise von Stahlkonstruktionen auf der Grundlage von DIN 18 800 Teil 2 konnte aus Platzgründen nur unvollständig sein. Dem Einzelnen wird die Norm sicher erst durch die praktische Anwendung nähergebracht und vertraut werden. Neben intensiven Einführungskursen, die an verschiedenen Orten zur Zeit und in naher Zukunft noch angeboten werden, können als wertvolle ergänzende Einarbeitungshilfen der Kommentar zur DIN 18 800 und die Neuauflage des Bandes 1 des Stahlbauhandbuches empfohlen werden.

Nach meiner Erfahrung als Prüflingenieur arbeiten bereits heute viele Stahlbauunternehmen nach der neuen Norm, wie sie es auch schon seit einigen Jahren nach den veröffentlichten Normentwürfen getan haben. Diese Firmen haben recht schnell erkannt, daß mit diesem modernen Regelwerk in vielen Fällen wirtschaftlicher gebaut werden kann als bisher. Im Hinblick auf die europäischen Harmonisierungsbestrebungen ist es zu empfehlen, dies künftig verstärkt zu tun, um sich damit gleichzeitig auf den Eurocode 3 vorzubereiten.

## Literatur

- [1] Vogel, U.: Zur Anwendung des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_M$  beim Tragsicherheitsnachweis nach DIN 18 800 (11.90), STAHLBAU 60 (1991) S. 167-171.

# Zur Verdübelung von Verbundkonstruktionen

**Die Teilverbundtheorie erlaubt die Bemessung mit einem einfachen mechanischen Rechenmodell**

Vergleicht man das Tragverhalten und das Versagensverhalten von Stahlverbundbauteilen, so stellt man sehr schnell große Ähnlichkeiten fest. Im folgenden wird deshalb beschrieben, warum der Ingenieur für die Verbundsicherung dasselbe Bemessungsverfahren heranziehen kann, und zwar sowohl für Träger mit flexibler Verdübelung als auch für Decken mit duktilem Verhalten.

## 1 Einführung

Stahlverbundkonstruktionen erlebten in den späten 70er und 80er Jahren eine Renaissance. Ihr Erscheinungsbild wurde sowohl im Hoch- als auch im Brückenbau wieder vielfältiger. Im folgenden möchte ich mich auf einen Teilaspekt konzentrieren, der für das Zusammenwirken von Stahlprofil und Betongurt besonders wichtig ist: die Verdübelung von Verbundträgern und Verbunddecken im Hochbau. Voll einbetonierte Stahlprofile schließe ich aus, um eine ebene, nicht profilfolgende Grenzfläche zwischen Beton und Stahl zu haben, und ich werde die unterbrochene Verbundfuge, die bei der Verwendung von Profilblechen entsteht, etwas in den Vordergrund rücken. Was die Verbundmittel selbst betrifft, werde ich mich weitestgehend auf den Kopfbolzen und die Dübel mit etwa gleichen Kennlinien beziehen. Diese zeichnen sich durch relativ große Steifigkeit im Bereich niedriger Beanspruchung und starke Verformbarkeit bis zum Bruch aus. Dazu gehören auch eingeprägte Noppen bei Profilblechen mit schwalbenschwanzförmigen Rippen.

In meinem Beitrag kann ich direkt an den hervorragenden Vortrag, den Dr. Wölfel auf der Arbeitstagung der Prüflingenieure in Saarbrücken im Jahr 1987 gehalten hat [3], anschließen.

Ich werde versuchen, Wiederholungen zu vermeiden, und hoffe, daß ich trotzdem verständlich bleibe. Das Thema ist natürlich ähnlich, auch bei mir stehen der nachgiebige Verbund mit Schlupf und unvollständigem Zusammenwirken sowie der Teilverbund, bei dem nicht die volle Biegetragfähigkeit  $M_{pl}$  erreicht werden kann, im Mittelpunkt der Betrachtungen. Gerade in dieser Hinsicht zeigen sich die Vorteile von Kopfbolzendübeln und Verbundmitteln, die ähnliche Kennlinien, also Last-Schlupf-Verläufe aufweisen. Doch zuvor ein Blick auf aktuelle Vorschriften auf dem Gebiet der Verbundbauweise.

**Prof. Dr.-Ing. Helmut Bode** leitet seit 1984 das Fachgebiet Stahlbau an der Universität Kaiserslautern und ist seit 1981 Prüflingenieur für Baustatik



## 2 Stand der Normung (Herbst 1991)

Das Wichtigste in Kürze:

- Verbundträger-Richtlinie (März 1981).
  - Eurocode No. 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures. Teil 1, Entwurf Oktober 1990.
  - Erste ergänzende Bestimmungen zu den Verbundträger-Richtlinien (März 1984): Dübeltragfähigkeit und Kopfbolzendübel bei Verbundträgern mit Stahltrapezprofilen.
  - Zweite ergänzende Bestimmungen (Juni 1991): Neufassung des Abschnittes 9 „Rißbreitenbegrenzung“. Anstelle der bisher in Tabelle 3 geforderten Nachweise treten die neuen Regelungen, denen folgendes Konzept zugrundeliegt:
    - Forderung einer Mindestbewehrung auf der Grundlage der Rißschnittgrößen zur Beschränkung der Rißbreite von Einzelrissen in Trägerbereichen mit wahrscheinlicher Rißbildung,
    - Regelungen zur Bewehrungsanordnung bei abgeschlossener Rißbildung für Verbundträger ohne Spannglieder in Trägerlängsrichtung.
  - DIN 18806, Teil 1 (März 1984): Verbundstützen (Es wird vollständiges Zusammenwirken ohne Schlupf in der Verbundfuge zugrundegelegt.)
  - Mitteilungen des Instituts für Bautechnik in Berlin 1988, H. 4, S. 104 ff mit Angaben über das Brandverhalten von Verbundträgern und Verbundstützen. Es bedarf keines weiteren Nachweises oder Gutachtens, wenn die dort genannten Bedingungen eingehalten werden.
  - DIN 32500, Teil 3 (Juni 1991): Bolzen für das Bolzenschweißen mit Hubzündung. (Betonanker für Zugbeanspruchung und Kopfbolzen als Dübel).
  - DIN 8563, Teil 10 (Dez. 1984): Sicherung der Güte von Schweißarbeiten, Bolzenschweißverbindungen an Baustählen (Prüfungen, Prüfverfahren, Prüfumfang, Arbeitsprüfung, Fertigungsüberwachung).
  - DVS-Merkblatt 0902 (Juli 1988): Lichtbogenschweißung mit Hubzündung (Werkstoffe, Verfahren, Anwendungsbereich, Geräte).
- Verbunddecken lassen sich bisher nach diesen Normen (einschl. DIN 1045) nicht vollständig beurteilen, daher sind für eine problemlose, breite Anwendung allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen des IfBt erforderlich.
- BAZ Holorib-Verbunddecke (ohne Noppen, mit Endverankerung, auch für nicht vorwiegend ruhende Belastung).
  - BAZ Hoesch-Verbunddecke.
  - BAZ Optimum-Verbunddecke (gestattet die

Verwendung handelsüblicher Trapezprofile ohne Endverankerung, Flächenverbund durch Aufdornung).

■ Neue BAZ'en für Cofrastra 40 und 70, Haircol 56, Super Rib 51 und Katzenberger werden (demnächst) erteilt. Sie beinhalten Profilbleche mit Hinterschnitt und Zusatzprofilierung und können ohne Endverankerung verwendet werden, zur Zeit nur für vorwiegend ruhende Belastung.

Auf diese zuletzt genannten Typen werde ich im letzten Teil meines Beitrages genauer eingehen.

■ BAZ Perfobond-Leiste:

Bei den Verbundmitteln ist inzwischen die Perfobond-Leiste (Antragsteller Leonhardt, Andrä und Partner) allgemein bauaufsichtlich zugelassen. Diese Zulassung betrifft gelochte Blechstreifen, die hochkant auf Stahlträger aufgeschweißt werden. Sie wurden als Alternative zum Kopfbolzen (die Bolzenschweißtechnologie ist nicht überall verfügbar) entwickelt und besitzen durch bewehrte Betondübel besonders große Steifigkeit im Gebrauchszustand, insbesondere bei wiederholter Be- und Entlastung im Brückenbau [17]. Wegen der geringen Zahl von durchgeführten Versuchen regelt die Zulassung zur Zeit neben der Anwendung im Hochbau nur den Anschluß von Stahlbetondruckgurten bei nicht vorwiegend ruhender Belastung.

■ BAZ Kombi-Verdübelung (Zahndübel, in die von oben her Bewehrung eingelegt werden kann. Das Verfahren läuft noch.)

■ Schenkeldübel:

Eine interessante Alternative zum Kopfbolzen bei Verwendung von Profilblechen [14]. Da der Schenkeldübel mit Setzbolzen befestigt wird, treten Probleme wie beim Durchschweißen durch verzinkte Bleche auf beschichtete Stahlträgergurte nicht auf. Diese Dübel sind sehr flexibel und etwa dem Kopfbolzen  $d_1 = 13 \text{ mm}$  in gerippten Betondecken (Aufbeton auf Profilblech) vergleichbar. Es läuft aber kein Zulassungsverfahren in Deutschland.

■ Durchschweißtechnik:

Werden verzinkte, dünne Profilbleche ( $0,75 \leq t \leq 1,2 \text{ mm}$ ) verwendet, dann ist es wirtschaftlich interessant, die Kopfbolzen für den Trägerverbund (ggf. werden sie auch im Rahmen des Deckenverbundes als Endverankerung herangezogen) durch die Bleche hindurchzuschweißen [5]. Regelungen hierzu enthalten die Verbunddecken-Zulassungen [10]. Die Erfahrung im In- und Ausland hat jedoch gezeigt, daß auf der Baustelle reproduzierbare, einwandfreie Schweißungen nur mit Kopfbolzen bis  $\varnothing 19 \text{ mm}$  hergestellt werden können. Werden unbeschichtete Stahlträger (z. B. im Inneren von Gebäuden) verwendet, ist ein Anrosten dann nicht nachteilig. Wichtig ist jedoch, daß Feuchtigkeit (Nässe) fehlt oder vorher beseitigt wird. Dann lassen sich vor allem mit einem speziellen Zweistufen-Stromprogramm Bolzenschweißungen mit der erforderlichen Qualität durchführen.

Ich meine, daß dieser kurze Abriss mit dem Stand der Normung gerade für den Prüfenieur vorteilhaft sein kann, bevor wir jetzt in das mechanische Verhalten der Verdübelung bei Trägern und Decken genauer einsteigen.

### 3 Träger mit flexibler Verdübelung

Ich nehme Bezug auf die Verbundträger-Richtlinie und deren Abschnitt 12.2.3. Dort sind Anzahl und Verteilung der Dübel „in besonderen Fällen“ geregelt. Und diese Regelungen betreffen

- den Anwendungsbereich Hochbau,
- Stahlprofile mit den Mindestdicken nach DASt-Richtlinie 008,
- Einfeld-Verbundträger (und positive Momentenbereiche) mit  $l \leq 20$  m,
- Betonfestigkeitsklassen B25/B35,
- Teilverbund nach Bild 1,
- Mindestverdübelungsgrad  $\eta \geq 50$  %.

In diesen Fällen dürfen Dübel auch gleichmäßig ( $e = \text{konst}$ ) zwischen kritischen Schnitten verteilt werden, d. h., zwischen Endauflager und dem Feldbereich an der Stelle des maximalen Feldmomentes. Kopfbolzen zur Verdübelung zwischen Betongurten und Stahlträgern gelten als flexibel. Wir werden sehen, daß dies in besonderem Maße für Kopfbolzen in Verbindung mit Profilblech gilt, ganz gleich, ob das Profilblech nur als verlorene Schalung dient oder nach dem Erhärten des Betons mit diesem als Verbunddecke zusammenwirkt.

Mit Kopfbolzen kann man den oberen schraffierten Bereich des Teilverbund-Diagramms nach **Abb. 1** aus [2], der durch A und B begrenzt wird, der Bemessung zugrunde legen.

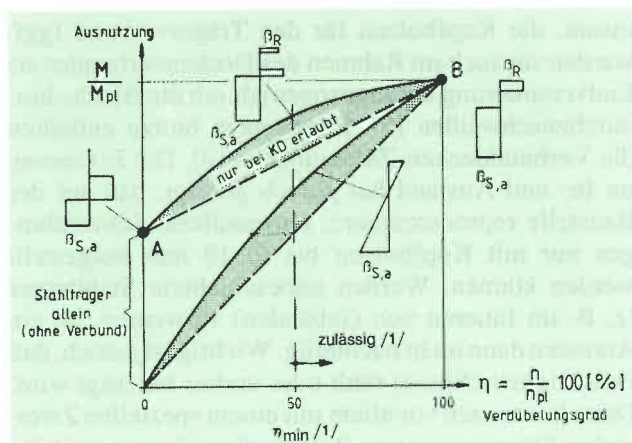


Abb. 1: Teilverbund-Diagramm

Während bei  $\eta = 0$  zumindest die Tragfähigkeit  $M_{pl,a}$  des Stahlprofils da ist, erreicht man am rechten Bildrand bei  $\eta = 1,0$  (oder 100 %) die volle Verdübelung, bei der die vollplastische Biegetragfähigkeit  $M_{pl}$  für die Bemessung maßgebend ist. Im Bereich dazwischen findet bei ausreichend verformbaren Verbundmitteln zwar kein Versagen in der Verbundfuge statt, aber der Verbund ist so wenig leistungsfähig, daß die Betondruckkraft nicht eingeleitet werden kann, die zur vollen Biegetragfähigkeit  $M_{pl}$  gehört. Bei ausreichend verformbaren (flexiblen) Dübeln tritt jedoch so viel Schlupf in der Verbundfuge auf, daß die Berechnung mit zwei plastischen Nulllinien und der vollplastischen Spannungsverteilung trotzdem die richtige Querschnittstragfähigkeit liefert. Über diese Spannungsverteilung läßt sich die obere Kurve AB leicht berechnen (siehe [2]). Die obere Kurve (ersatzweise die Gerade AB) basiert auf dem unvollständigen Zusammenwirken von Betongurt und Stahlträger im Traglastbereich, wobei ausreichend großer Schlupf in der Verbundfuge auftreten muß, ohne daß die Dübel abscheren und ihre Tragfähigkeit vorzeitig verlieren. Was „ausreichend“ ist, kann nur durch den Vergleich der Tragfähigkeit nach der Teilverbundtheorie mit genauen Traglasten festgelegt werden, siehe **Abb. 11**. Diese genauen Traglasten werden aus (teuren) Traglastversuchen und den (billigeren) Versuchsträgersimulationen auf dem Rechner (sofern ein Rechenprogramm zur Verfügung steht, das neben dem elastisch-plastischen Verhalten auch die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge enthält) ermittelt [6, 8]. Wenn der Teilverbund auch bei den niedrigsten (erlaubten) Verdübelungsgraden  $\eta_{\min}$  noch eine sichere Bemessung liefert, dann heißt dies, daß die Dübel (mit konstanten Dübelabständen über die Trägerlänge) ausreichend verformbar, also flexibel sind.

Im Zuge der Eurocode 4-Bearbeitung sind diese Zusammenhänge durch begleitende Forschungsarbeiten noch besser abgeklärt worden, so daß der o. g. Abschnitt der Verbundträger-Richtlinie nicht den neuesten Stand darstellt. Außerdem stellt sich bei der praktischen Anwendung immer wieder die Frage, ob der Verdübelungsgrad nicht noch weiter reduziert werden kann, und zwar in den Fällen, in denen der Stahlträger allein gerade nicht ausreicht („ein bißchen“ Verbund).

Daß die Dübel auch bei Gleichstreckenlast gleichmäßig verteilt werden können, obwohl der elastisch berechnete Schubfluß  $T = Q \cdot S/I$  eigentlich eine Abstufung der Dübel erforderlich macht, liegt

- an der plastischen Querschnittsbemessung
- und an der Nachgiebigkeit von Kopfbolzen (und vergleichbaren Verbundmitteln) bei hoher Beanspruchung.

**Abb. 2** stellt Rechenergebnisse aus [6] dar, die mit dem Programm NG-Verbund ermittelt worden sind. Die links dargestellten Diagramme gelten für starren, die auf der rechten Seite für nachgiebigen Verbund (mit

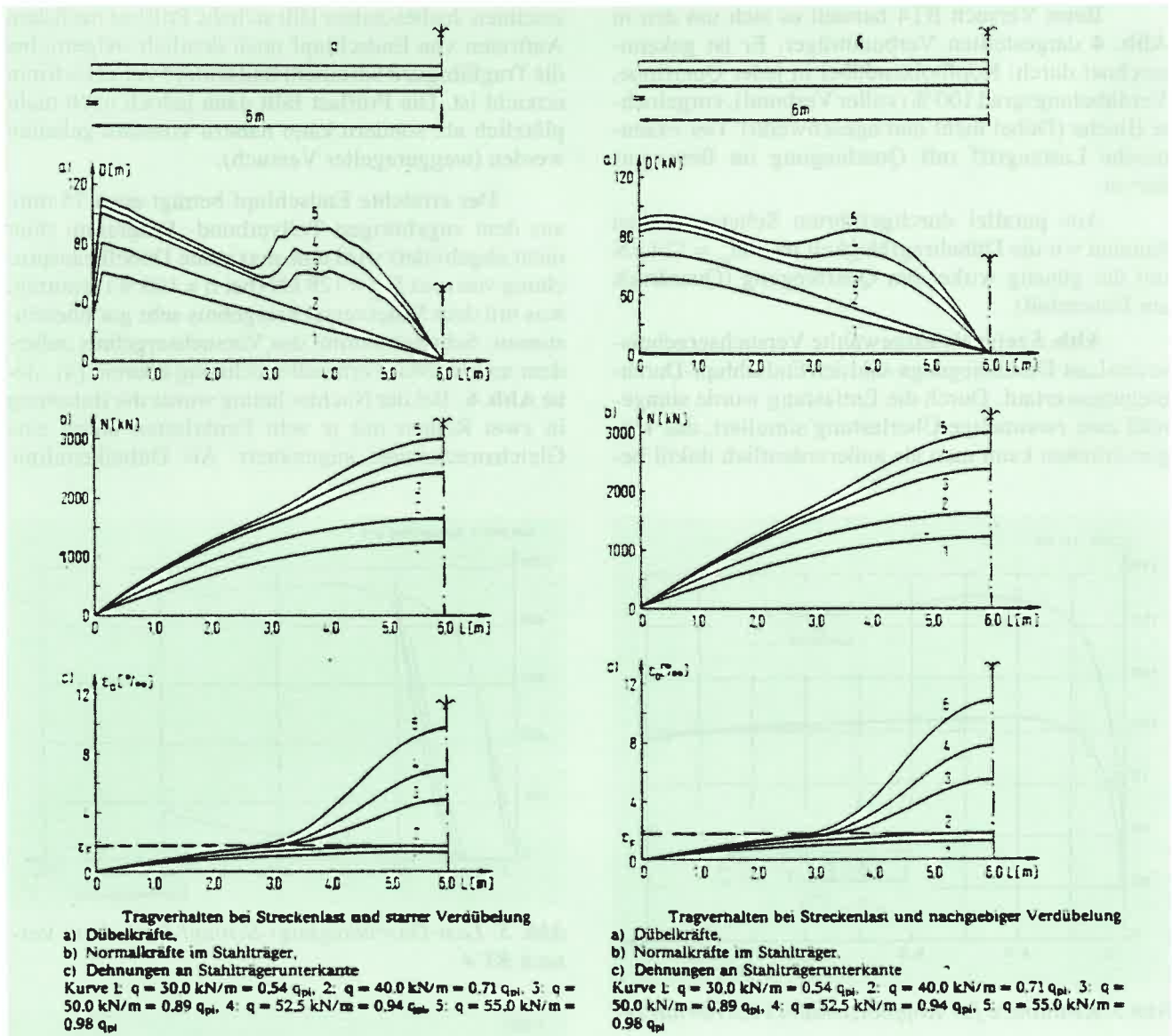


Abb. 2: Dübelbeanspruchung (Schubfluß) bei starrem und nachgiebigem Verbund [6]

Dübelkennlinien für Kopfbolzen, z. B. nach Abb. 3). Man sieht, wie der Schubfluß und damit auch die Dübelbeanspruchung bei gleichen Dübelabständen dort, wo der Stahlträger plastisch verformt wird, stark vom elastisch berechneten Schubfluß abweicht. Insgesamt ergibt sich eine recht gleichmäßige Dübelbeanspruchung, insbesondere dann, wenn die Dübel zusätzlich in der Lage sind, Kräfte umzulagern. Daß die Dübelbeanspruchung in Abb. 2 für nachgiebigen Verbund noch nicht ganz gleichmäßig ist liegt daran, daß in Feldmitte die volle Biegetragfähigkeit erreicht wurde.

Die vor allem für genaue Berechnungen mit Schlupf in der Verbundfuge erforderlichen Dübelkennlinien werden im Scherversuch (push-out-test) ermittelt. Abb. 3 enthält zwei typische Verläufe aus [4] für Kopfbolzendübel, und zwar

- im massiven Betongurt (obere Kurve) und

- im Betongurt auf Profiblech (Holorib 51/150) mit unterbrochener Verbundfuge (untere Kurve).

Es ist ganz klar ersichtlich, daß bei Verwendung von Profiblechen die Tragfähigkeit geringer ist. (Beim Holoribblech etwa 80 % im Vergleich mit massiven Betongurten.) Gleichzeitig ist die Dübelverformbarkeit deutlich vergrößert (etwa auf den doppelten Wert). Die Verwendung von Profiblechen führt zu einer besonders flexiblen Verdübelung. Dabei spielt die Betonfestigkeit dann nur noch eine sehr untergeordnete Rolle.

Wir haben in den letzten Jahren zahlreiche Trägerversuche zu diesem Thema durch geführt, von denen hier lediglich drei, allerdings repräsentative Versuche erwähnt werden sollen: die Trägerversuche BT4 [4] sowie BS1 und BS2 [5].



Beim Versuch BT4 handelt es sich um den in **Abb. 4** dargestellten Verbundträger. Er ist gekennzeichnet durch: Kopfbolzendübel in jeder Querrippe, Verdübelungsgrad 100 % (voller Verbund), vorgelochte Bleche (Dübel nicht durchgeschweißt). Der exzentrische Lastangriff ruft Querbiegung im Betongurt hervor.

Aus parallel durchgeführten Scherversuchen konnten wir die Dübeltragfähigkeit  $\max D_{du} = 124 \text{ kN}$  mit der günstig wirkenden Querbiegung (Querdruk am Bolzenfuß).

**Abb. 5** zeigt als ausgewählte Versuchsergebnisse den Last-Durchbiegungs- und den Endschlupf-Durchbiegungsverlauf. Durch die Entlastung wurde sinngemäß eine zweimalige Überlastung simuliert; das Trägerverhalten kann man als außerordentlich duktil be-

zeichnen. Insbesondere läßt sich die Prüflast nach dem Auftreten von Endschlupf noch deutlich steigern, bis die Tragfähigkeit bei einem Endschlupf von etwa 6 mm erreicht ist. Die Prüflast fällt dann jedoch noch nicht plötzlich ab, sondern kann nahezu konstant gehalten werden (wegeregelter Versuch).

Der erreichte Endschlupf beträgt etwa 15 mm; aus dem zugehörigen Teilverbund-Diagramm (hier nicht abgebildet) wird eine maximale Dübelbeanspruchung von  $\max D_{du} = 128 \text{ kN}$  (bei  $\eta = 100 \%$ ) ermittelt, was mit dem Scherversuchsergebnis sehr gut übereinstimmt. Sehr gut stimmt das Versuchsergebnis außerdem mit der NG-Verbundberechnung überein [4], siehe **Abb. 6**. Bei der Nachrechnung wurde die Belastung in zwei Reihen mit je acht Punktlasten durch eine Gleichstreckenlast angenähert. Als Dübelkennlinie

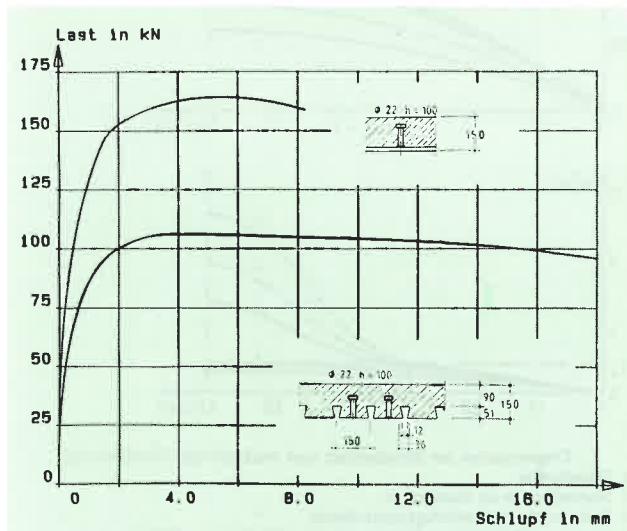


Abb. 3: Kennlinien für Kopfbolzendübel 22/100 aus [4]

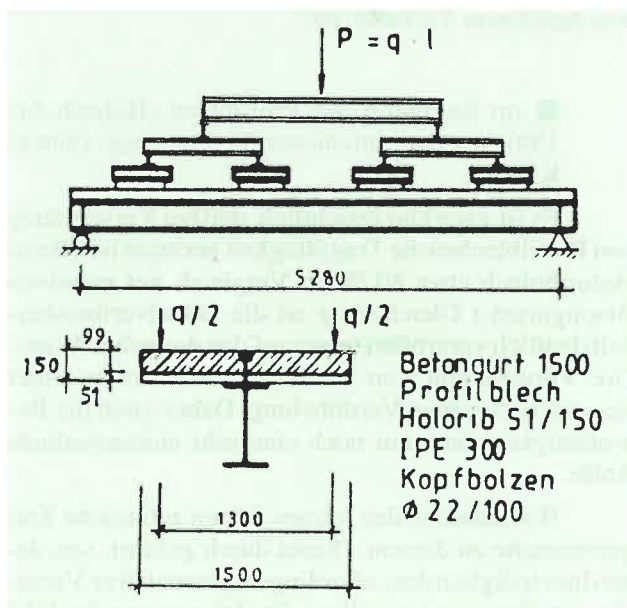


Abb. 4: Versuchsträger BT4 [4]

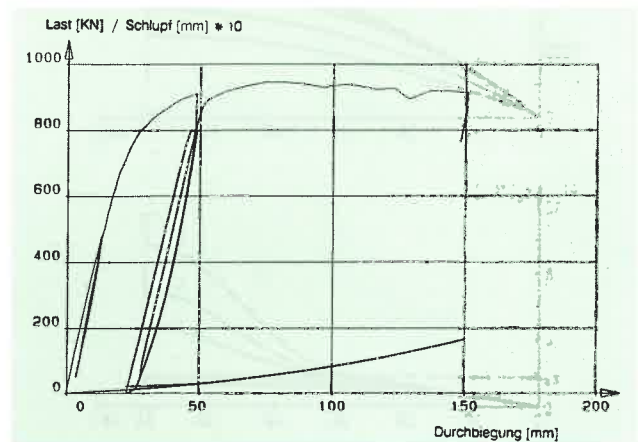


Abb. 5: Last-Durchbiegungs-Schlupf-Verhalten, Versuch BT 4

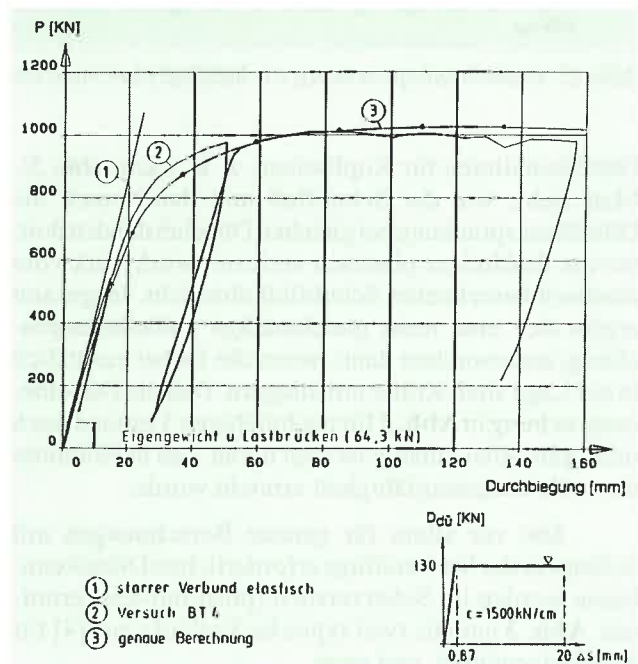


Abb. 6: Last-Durchbiegungs-Verlauf, Versuch BT4

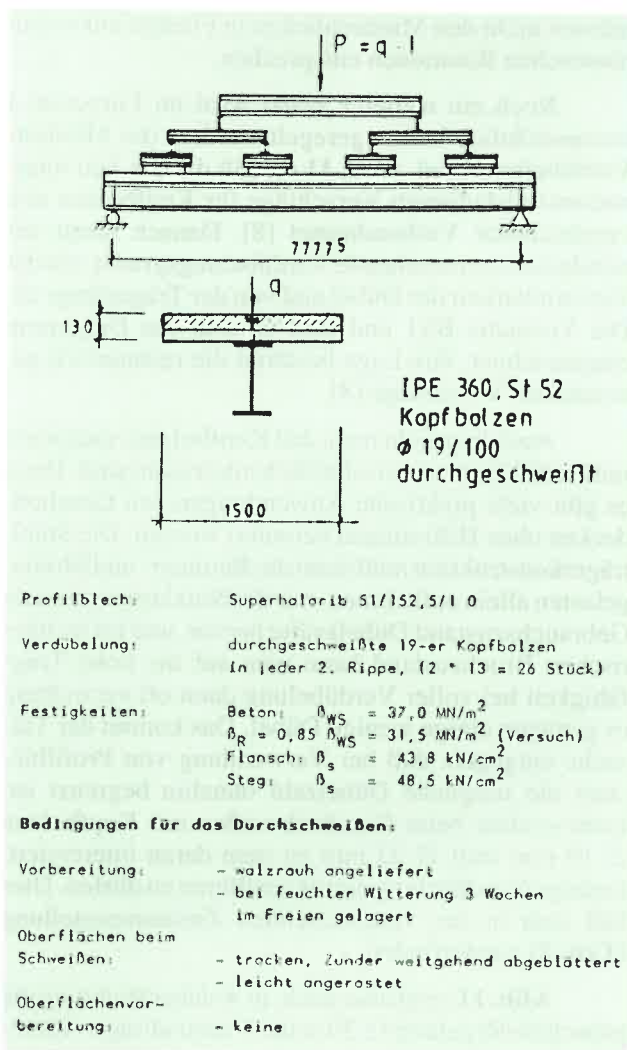


Abb. 7: Hauptdaten des Versuchsträgers BS1 [5]

wurde der bilineare Verlauf nach **Abb. 6** zugrundegelegt. Es hat sich wiederholt gezeigt, daß die Tragfähigkeit der horizontalen Verbundfuge besser ist, als es die Scherversuche (ohne Trägerkrümmung) vermuten lassen. Das liegt in erster Linie an zusätzlichen Anpreßkräften zwischen Stahlträger und Betongurt in den Trägerendbereichen. Über Reibung entstehen dabei etwas erhöhte Dübeltragfähigkeiten bei starken Trägerverformungen, so daß die maximale Dübeltragfähigkeit  $\max D_{du}$  mit anschließendem horizontalen Verlauf die beste Übereinstimmung zwischen Trägerversuch und genauer Berechnung liefert.

Die beiden anderen Versuche BS1 und BS2 aus [5] wurden mit ca. 8 m langen Trägern durchgeführt. **Abb. 7** enthält die Übersicht. Während BS1 mittig über dem Steg belastet wurde, lag bei BS2 wie schon bei BT4 eine exzentrische Last mit planmäßiger Querbiegung vor.

In diesem Projekt waren die Kopfbolzendübel durch das verzinkte Holoribblech hindurchgeschweißt worden. Da das nur bis zum Schaftdurch-

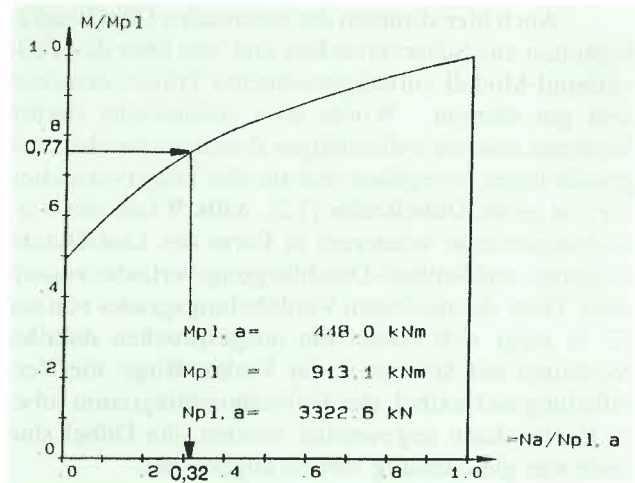


Abb. 8: Versuch BS1 - Auswertung mit Teilverbunddiagramm [5]

### Verbundträger

	BS1	BS2
Querbiegung	nein	ja
Stützweite	7,78 m	7,78
$\frac{M_{test}}{M_{pl}} = \bar{m} =$	0,77	0,80
Verdübelungsgrad:		
in Feldmitte $\eta =$	0,34	0,40
im krit. Schnitt $\eta =$	0,32	0,38
max. Endschlupf	19,3 mm	17,9 mm
rückgerechnete Dübeltragfähigkeit $\max D_{du} =$	88,6 kN	100,7 kN
aus Scherversuchen: i. M. $\max D_{du} =$	91,4 kN	102,3 kN

Tab. 1: Auswertung der Versuchsergebnisse (Traglast)

messer  $d_1 = 19$  mm zuverlässig funktioniert, wurden Bolzen 19/100 verwendet.

Der kritische Schnitt, der für die Tragfähigkeit maßgebend ist, liegt an der Stelle  $x = 3,403$  m unter den inneren Punktlasten. Damit ergibt sich die Auswertung nach **Tab. 1**.

Die Teilverbund-Auswertung für Träger BS1 erfolgte mit **Abb. 8**:

$$\begin{aligned} \bar{m} &= 0,77; \\ \eta &= 0,32 \text{ (für den kritischen Schnitt);} \\ N_a &= \eta \cdot N_{pl,a} = 0,32 \cdot 3323 = 1063 \text{ kN;} \\ \max D_{du} &= 1063/12 = 88,6 \text{ kN/Dübel.} \end{aligned}$$

Auch hier stimmen die maximalen Dübeltragfähigkeiten aus Scherversuchen und von über das Teilverbund-Modell zurückgerechneten Trägerversuchen sehr gut überein. Würde man andererseits starren Verbund, also ein vollständiges Zusammenwirken, zugrunde legen, so ergäben sich aus den Trägerversuchen viel zu große Dübelkräfte [12]. **Abb. 9** faßt die Versuchsergebnisse wiederum in Form des Last-Durchbiegungs- und Schlupf-Durchbiegungsverlaufes zusammen. Trotz des niedrigen Verdübelungsgrades von nur 32 % zeigt sich erneut ein ausgesprochen duktileres Verhalten mit Schlupf in der Verbundfuge: die Verdübelung ist flexibel, das Teilverbunddiagramm (obere Kurve) kann angewendet werden, die Dübel sind auch hier gleichmäßig verteilt angeordnet.

Infolge der günstigen Querbiegung ergibt sich bei Versuch BS2 die etwas höhere Tragfähigkeit. Die Entwicklung der Relativverschiebungen in der Verbundfuge geht aus **Abb. 10** hervor. Im Gebrauchszustand ist trotz des niedrigen Verdübelungsgrades mit sehr geringem Schlupf zu rechnen. Die gemessenen Schlupfwerte nehmen mit dem Erreichen der Tragfähigkeit jedoch stark zu. Der Verlauf ist jedoch nicht linear aufsteigend bis zum Trägerende, sondern im Randbereich  $0 \leq x \leq 1/4$  sind die Relativverschiebungen fast gleich: der ganze Betongurt wird seitlich verschoben, ein Aufaddieren der Schlupfwerte findet dort nicht statt.

Der Verdübelungsgrad liegt deutlich unter dem Mindestwert der Verbundträger-Richtlinie [1].

Die inzwischen überholte DASt-Richtlinie 008 machte keinen Unterschied zwischen Trägern, die in Fließgelenken eine ausreichende Rotationsfähigkeit haben müssen, und solchen, bei denen Querschnittsteile plastisch auf Druck beansprucht werden. Hier erscheint die Einteilung in Querschnittsklassen 1 bis 4 nach Eurocode 4 [13] sehr viel vernünftiger. Beim Teilverbund müssen die Stahlprofile mindestens der Klasse 2 angehören, da infolge der 2 Nulllinien der obere Teil des Stahlträgers gedrückt wird, aber sie

müssen nicht den Mindestdicken in Fließgelenken mit plastischen Rotationen entsprechen.

Noch ein weiterer Punkt wird im Eurocode 4 voraussichtlich besser geregelt werden: der Mindestverdübelungsgrad. **Abb. 11** enthält die zur Zeit international diskutierten Vorschläge für Kopfbolzen und vergleichbare Verbundmittel [8]. Danach hängt der mindestens vorzusehende Verdübelungsgrad  $\eta$  von der Verformbarkeit der Dübel und von der Trägerlänge ab. Die Versuche BS1 und BS2 sind in das Diagramm eingezeichnet, ihre Lage bestätigt die rechnerisch gewonnenen Vorschläge [8].

Auch hier sieht man, daß Kopfbolzen zusammen mit Profilblechen wirtschaftlich interessant sind. Denn es gibt viele praktische Anwendungen, wo Geschoßdecken ohne Hilfsstützen betoniert werden. Die Stahlträgerkonstruktion muß dann die Betonier- und Montagelasten allein aufnehmen, nur die Nutzlasten rufen im Gebrauchszustand Dübelkräfte hervor, und im rechnerischen Bruchzustand kann man auf die hohe Tragfähigkeit bei voller Verdübelung dann oft verzichten: es genügen einige wenige Dübel. Das kommt der Tatsache entgegen, daß bei Verwendung von Profilblechen die mögliche Dübelzahl ohnehin begrenzt ist. Insbesondere beim Durchschweißen mit Kopfbolzen  $\varnothing 19$  mm statt  $\varnothing 22$  mm ist man daran interessiert, niedrige Verdübelungsgrade ausführen zu dürfen. Dies läßt sich in der vergleichenden Zusammenstellung (**Tab. 2**) wiederfinden.

**Abb. 11** zeigt aber auch, in welcher Richtung die pauschale Regelung  $l \leq 20$  m der Verbundträger-Richtlinie abgeändert werden muß. Bei den „besonderen Fällen“ nach Abschnitt 12.2.3 setzt die Verbundträger-Richtlinie stillschweigend Walzprofile oder ähnliche doppelsymmetrische Stahlträger voraus. Auch die Vorschläge in **Abb. 11** gelten nur für solche Stahlprofile, was anhand von **Abb. 12** aus [2] leicht nachvollzogen werden kann: Kurve 1 gilt für diese im Hochbau üblichen Verbundträger mit  $M_{pl,a} \geq (0,4 \div 0,5) \cdot M_{pl}$ . Sie wurde hier berechnet für den rechts dargestellten Quer-

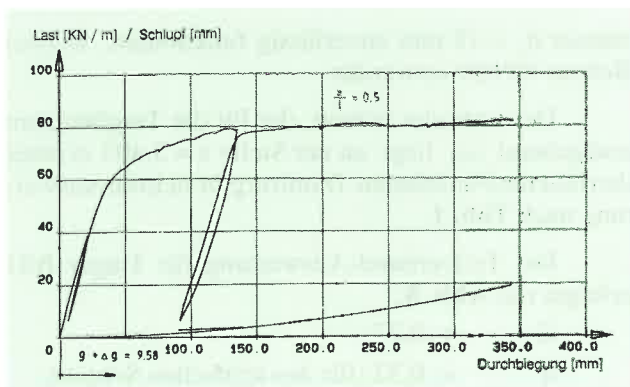


Abb. 9: Versuchsergebnisse zum Tragverhalten; Träger BS1 [5]

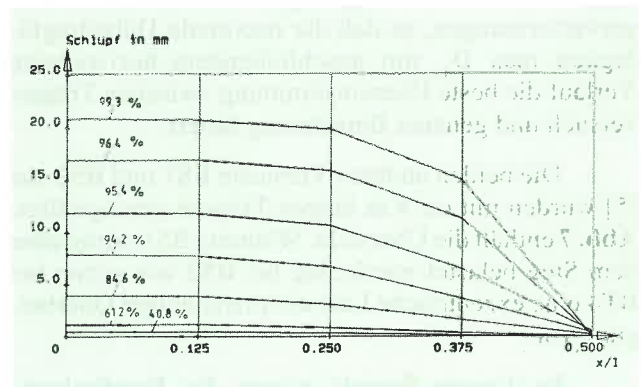


Abb. 10: Schlupfentwicklung bis zum Erreichen der Grenzlast, Träger BS1 [5]

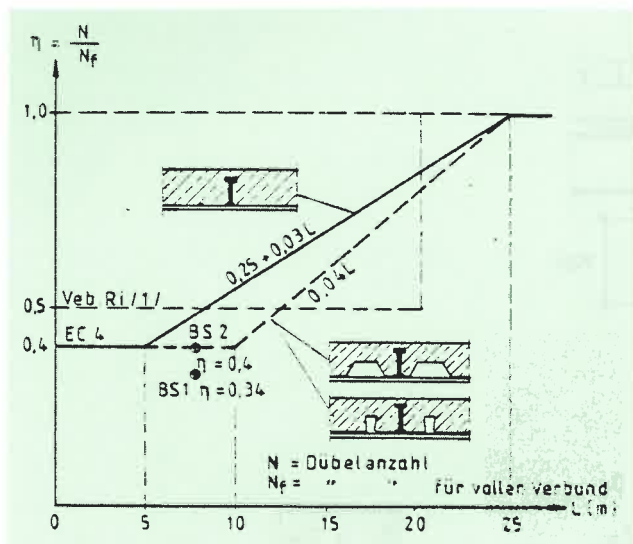


Abb. 11: Mindestverdübelungsgrad

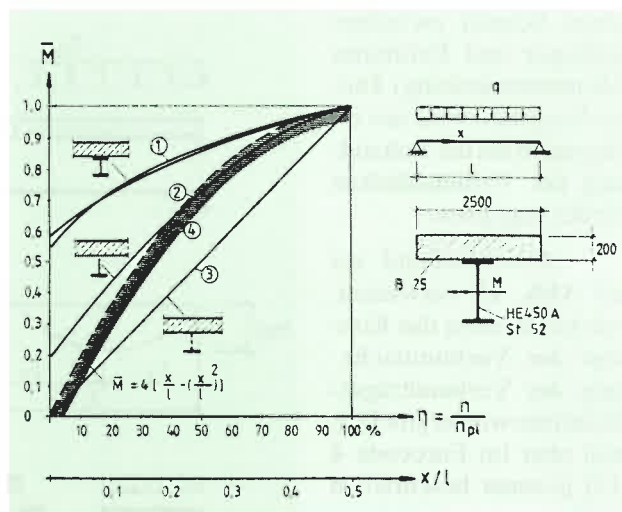


Abb. 12: Lastmoment und Einfluß der Querschnitts-ausbildung auf die Biegetragfähigkeit [2]

schnitt. Das Diagramm zeigt zusätzlich den Verlauf der parabolischen Biegemomentenbeanspruchung mit dem Maximalwert  $\max M = q \cdot l^2/8$  in Feldmitte. Über den Verdübelungsgrad kann man jeder Stelle  $x$  eine entsprechend dem Teilverbund reduzierte Biegetragfähigkeit  $\text{red } M_{pl}$  und eine Beanspruchung zuordnen. Mit der bekannten Momentendeckung läßt sich damit der Nachweis führen, daß die Beanspruchung nirgends größer ist als die Beanspruchbarkeit.

Wird der Stahlträger nun aber unsymmetrisch, weil der Obergurt verkümmert, oder entwickelt sich daraus ein Zweipunktquerschnitt, wenn auch der Steg nicht mehr zur Verfügung steht, dann verschiebt sich Kurve 1 in Abb. 12 nach unten (Positionen 2 und 3). Die Bemessung wird unsicher (Vergleich mit 4), es sei denn, man legt den maßgebenden Schnitt für den Nachweis nicht in Feldmitte, sondern berücksichtigt den jeweils kriti-

Concepts for composite floor systems

Feature	Alternative 1 (goes back to North-America)	Alternative 2 (in German speaking countries)
Profiled steel sheeting	trapezoidal with indentations	re-entrant shape with embossments and/or end anchorage
slab during concreting	unpropped	propped (mostly)
composite slab behaviour	brittle	ductile
floor beam length	6÷9 m	8÷15 m → 20 m
floor beam distance a	1,80÷2,50 (→ 3,00 m, UK)	2,50÷4,00 (→ 5,00 m)
beam during concreting	unpropped, no creep	propped (in many cases), then creep-effects
structural system	single span beam	continuous span beam
shear connectors, headed studs	Ø 19 mm, throughwelded, uniformly distributed	Ø 22 mm, holed sheets
degree of shear connection	partial connection, $\eta \rightarrow (50) \%$	full connection, $\eta \rightarrow 100 \%$
structural steel weight	more	less
steel section surface	unpainted	Primer/painted
fire resistance	conventional, sprayed fire protection	partly encased, fire resisting sections $\geq F 90$
concept	unflexible, but simple	more flexible, but more effort is required
remark	„a simple code sells steel“	„more courage for simple solutions?“

Tab. 2: Zwei Konzepte für Geschosßdecken in Verbundbauweise

schen Schnitt zwischen Auflager und Feldmitte (Momentendeckung). Dieses Vorgehen wird uns im folgenden bei der Behandlung der Verbunddecken wieder begegnen.

Abschließend sei auf **Abb. 13** verwiesen, welches in etwa das Konzept der Verbundsicherung der Verbundträger-Richtlinie wiedergibt [1], jetzt aber im Eurocode 4 [13] genauer beschrieben wird.

Je nachdem, ob volle Verdübelung oder Teilverbund vorliegt, muß mit einem maximalen oder einem reduzierten Kräftepaar  $D_b = -Z_a$  gerechnet werden, um die gesamte Schubkraft zu bestimmen.

Entsprechend **Abb. 13** wird dann auch die Schubausleitung in die seitlich anschließenden Betongurte durchgeführt.

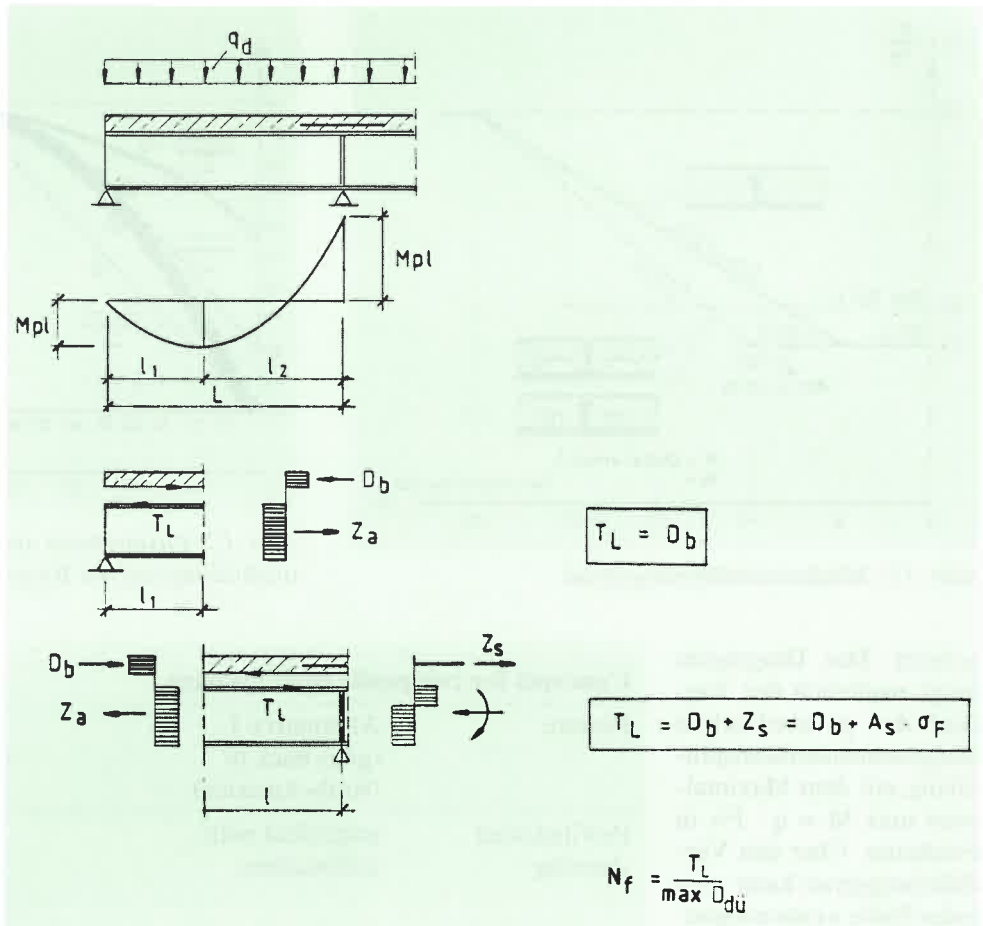


Abb. 13: Zur Verbundsicherung im Hochbau [18]

## 4 Decken mit duktilem Verhalten

Verbunddecken lassen sich mit den bestehenden Normen allein nicht beurteilen. Zur Zeit wird über einige neuartige Verbunddecken beraten, die eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung anstreben. Es handelt sich dabei um Profilbleche mit hinterschnittener Profilform, die zusätzliche Noppen (eingewalzt oder gehämmert) aufweisen, z. B. [11]. Diese Verbunddecken können im Gegensatz zu den bisher bei uns hauptsächlich eingesetzten Hoesch- und Holoribverbunddecken [10] auch ohne Endverankerung verwendet werden, da der Flächenverbund leistungsfähig und zuverlässig ist. Der Hinterschnitt

des Profils verhindert die vertikale Trennung in der Verbundfuge. Die Noppen rufen dann einen relativ hohen Verschiebewiderstand hervor, bis sich die Bleche örtlich stark verformen. **Abb. 14** zeigt zwei Endergebnisse [9] von Herausziehversuchen (pull-out-tests) mit hinterschnittenen Profilblechen, und zwar links mit Noppen (Cofrastra 40) und rechts ohne (das übliche Holoribblech). Rechts verbleibt nach dem Zerstören des Haftverbundes nur eine geringe Resttragfähigkeit

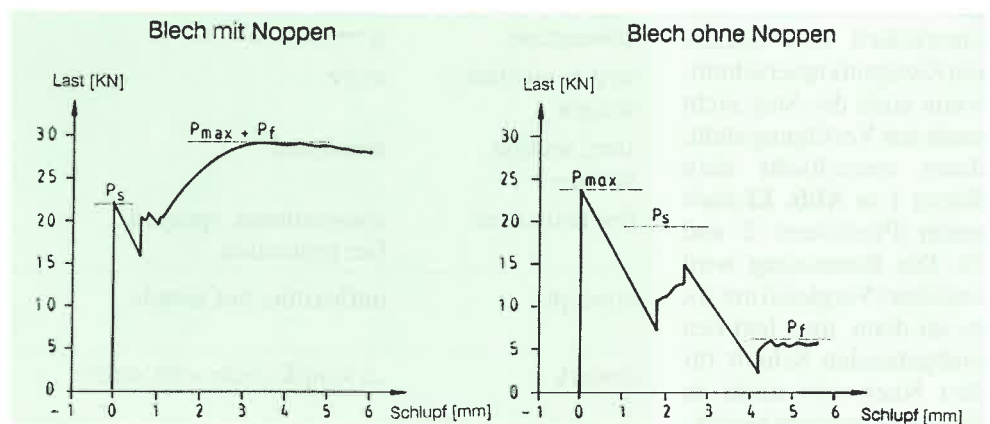


Abb. 14: Herausziehversuche [9] mit hinterschnittenen Blechen

higkeit (Reibungsverbund, Klemmwirkung), das Verhalten ist als spröde einzustufen.

Ganz anders links: sobald der Haftverbund zerstört ist, treten die Noppen in Aktion und erlauben eine deutliche Erhöhung der Prüflast. Der Schlupf nimmt zwar zu, aber er ist nicht mit einem plötzlichen Lastabfall verbunden. Schon daraus läßt sich folgern, daß das linke Profilblech ankerlos [11], das rechte aber nur mit Endverankerung verwendet werden darf [10].

Abb. 15 gibt einen repräsentativen Plattenversuch mit einem hinter-schnittenen Profilblech mit

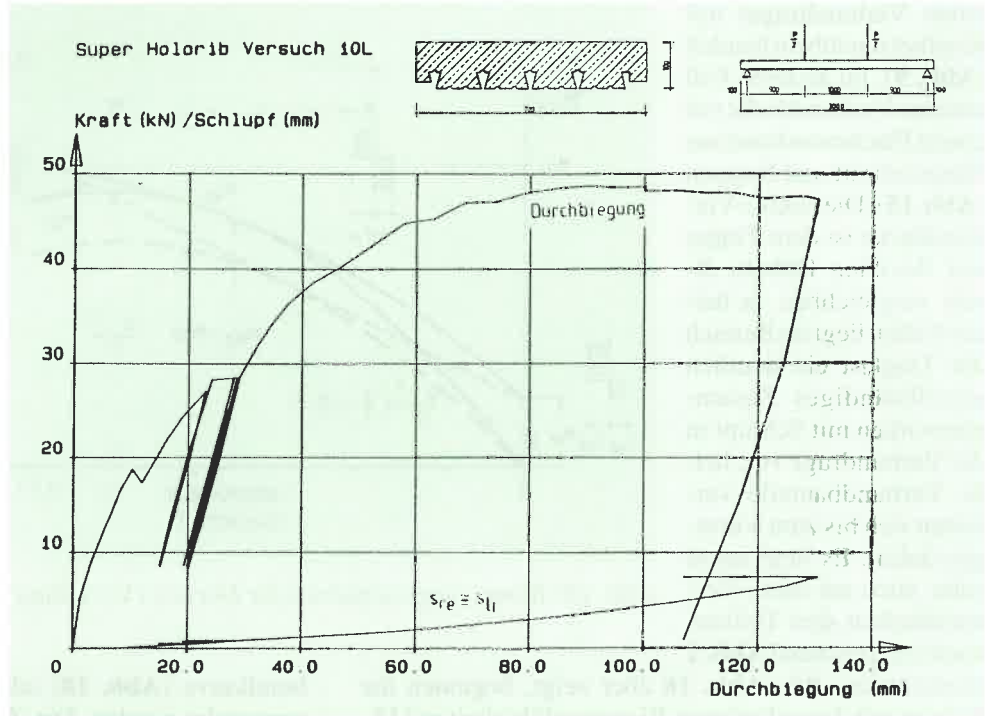


Abb. 15: Deckenversuch (Super-Holorib) [19]

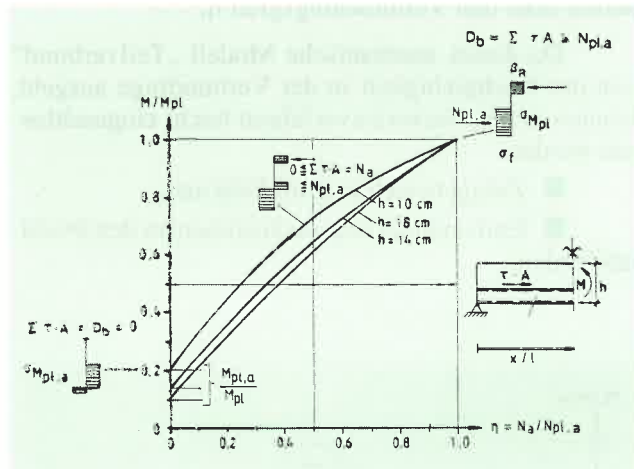


Abb. 16: Teilverbund bei Verbunddecken (Holorib 51/150/0.88)

Noppen wieder. Es handelt sich um ein sog. Super-Holoribblech mit Noppen auf dem Obergurt.

Das Tragverhalten ist sehr günstig: Im Gebrauchszustand liegt eine große Steifigkeit ohne nennenswerten Schlupf in der Verbundfuge vor. Im Bereich der Traglast entstehen große Verformungen und Schlupf im Millimeterbereich. Wichtig dabei ist, daß zwar Schlupf auftritt, daß die Prüflast nach Schlupfbeginn aber nennenswert gesteigert werden kann, bis die Tragfähigkeit erreicht ist, und das ohne plötzlichen Lastabfall. Das Tragverhalten bis zum Versagen nennen wir duktil. Wenn wir nun die Abb. 9 und 15 miteinander vergleichen, stellen wir eine verblüffende Ähnlichkeit fest, obwohl es sich in dem einen Fall um

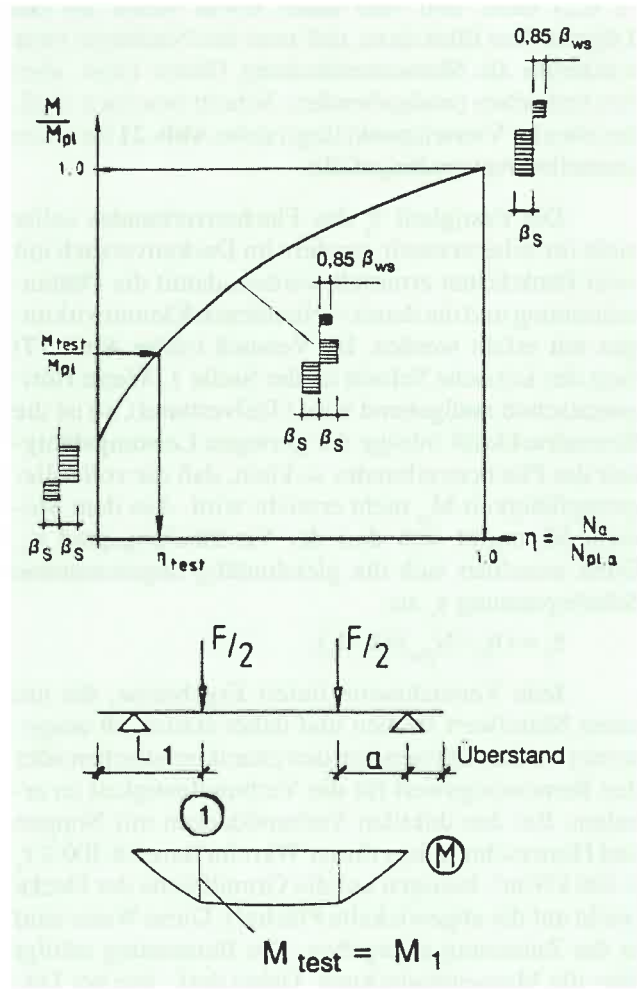


Abb. 17: Deckenversuch und Auswertung (Ist-Werte)



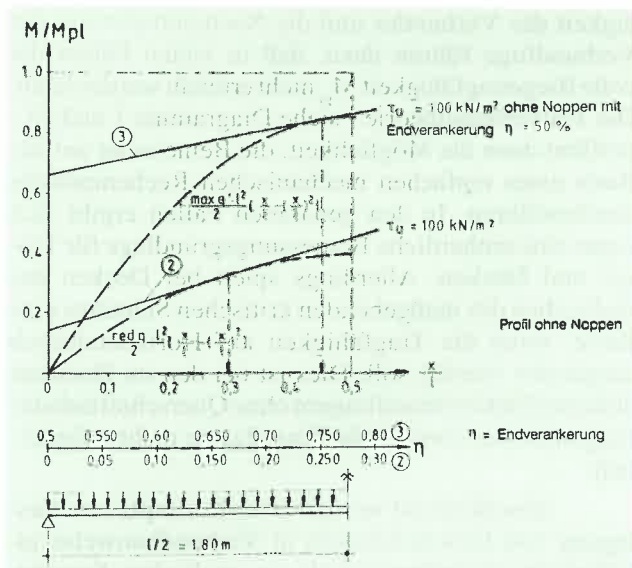


Abb. 20: Bemessung mit Endverankerung [22] bei Profilen mit Hinterschnitt (Beispiel)

Zur Zeit gibt es noch keinen Standard-Verbunddeckenversuch. Daher ist eine Diskussion der Versuchsergebnisse vor Erteilung einer Zulassung erforderlich. Generell sind die Versuche so durchzuführen, daß die Linienlasten möglichst weit vom Auflager entfernt angreifen, aber so, daß noch Horizontalschubversagen stattfindet. Dabei handelt es sich nicht um ein echtes „Schubversagen“, sondern der Schlupf begrenzt das Kräftepaar  $D_b = -N_a$  des Verbundsystems. Duktiles Biegeversagen tritt ein, bevor die volle Biegetragfähigkeit  $M_{pl}$  erreicht ist.

Genau genommen ist  $\tau_u$  nicht die tatsächliche Verbundfestigkeit, da diese im betrachteten Scher-

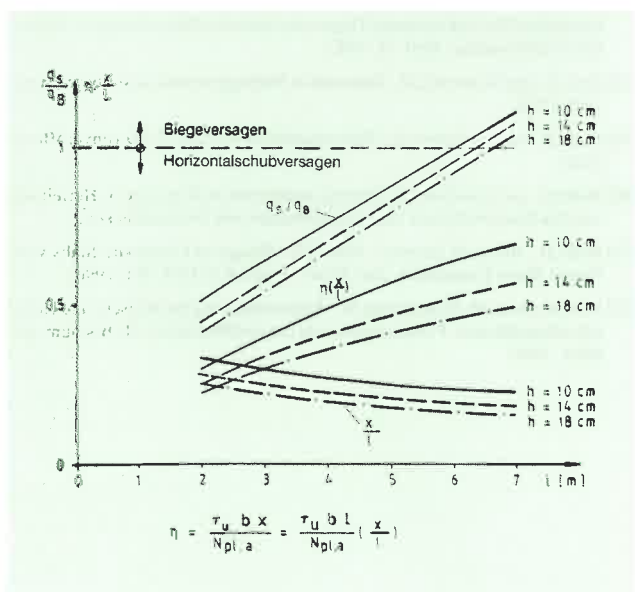


Abb. 21: Bemessungsbeispiel mit Ergebnissen [20], ohne Endverankerung

kraftgebiet nicht konstant ist. Darüber hinaus beinhaltet  $\tau_u$  aber auch Einflüsse, die im vereinfachten Modell „Teilverbund“ nicht richtig berücksichtigt werden. Beim Deckenversuch gibt es die Probleme nicht, die bei der Übertragung von Ergebnissen aus Scherversuchen auf das Träger- oder Plattenverhalten auftreten können.

Abb. 19 zeigt noch einmal den Nachweis über die Momentendeckung, und zwar für zwei Verbunddecken mit gleichem Profilblech und derselben Biegetragfähigkeit  $M_{pl}$ .

Allerdings weist Blech 1 neben den schwalbenschwanzförmigen Rippen zusätzlich Noppen auf, die bei Blech 2 fehlen. Fall 2 entspricht etwa dem in Deutschland verwendeten nackten Holoribblech. Man erkennt den Tragfähigkeitsunterschied deutlich. Durch eine Endverankerung läßt sich Fall 2 sowohl hinsichtlich des Tragverhaltens als auch der Tragfähigkeit verbessern. Besteht die Endverankerung z. B. aus Blechverformungsankern, so ergibt sich etwa die Teilverbund-Tragfähigkeit nach Kurve 3 in Abb. 20. Etwa 50 % von  $N_{pl,a}$  des Profilbleches können durch die Endverankerung dann direkt angeschlossen werden [10, 22]. Das bedeutet, daß der Verdübelungsgrad an der Stelle  $x = 0$  bereits 50 % beträgt. Von der Teilverbundkurve interessiert dann nur noch der Bereich  $0,5 \leq \eta \leq 1,0$ , der dazu verwendet wird, um die Momentendeckung durchzuführen. (Abb. 20, Kurve 3.) Das hat zweierlei zur Folge:

- Die Tragfähigkeit wird nennenswert vergrößert und
- der kritische Schnitt wandert in Richtung Feldmitte.

Kurve 3 entspricht in etwa der Bemessung einer Holoribdecke mit Endverankerung nach der bisherigen Zulassung [10]. Man sieht, daß es hier richtig war, das anrechenbare Scherkraftgebiet auf den ganzen Bereich zwischen Endauflager und Feldmitte (maximales Feldmoment) auszudehnen. Das etwas mühevollen Aufsuchen des kritischen Schnittes, der ohnehin nicht weit von max M entfernt liegt, wird so vermieden.

Beispielhaft werden abschließend noch einige Teilverbund-Ergebnisse gezeigt. Diese haben sich bei der Bemessung einer verbesserten Holorib-Verbunddecke mit Noppen auf dem Blechobergurten ergeben. Sie sind in Abb. 21 zusammengefaßt. Das Diagramm basiert auf einer vereinfachten Bemessung mit einer geradlinigen Teilverbundkurve (siehe Abb. 18) und enthält als Funktion der Plattenspannweite l folgende Werte:

- den kritischen Schnitt  $x/l$ ,
- den Verdübelungsgrad  $\eta$  im kritischen Schnitt (nicht in Feldmitte!) und
- die Schubtragfähigkeit  $q_s$  (Teilverbund) bezogen auf die volle Biegetragfähigkeit  $q_B$  bei vollem Verbund.



Man erkennt auch, daß in diesem Fall die volle Biegetragfähigkeit  $q_B$  erst bei recht großen Spannweiten erreicht wird. Dies läßt sich durch eine zusätzliche Endverankerung natürlich noch verbessern.

## 5 Schlußbetrachtungen

Obwohl verschiedene Verbundbauteile, also Träger und Decken, behandelt werden, stellt sich heraus, daß Trag- und Versagensverhalten sehr ähnlich sind, so daß im Prinzip dasselbe Bemessungsverfahren für die Verbundsicherung angewendet werden kann. Das gilt

- für Träger mit flexibler Verdübelung und
- für Decken mit duktilem Verhalten (auch nach Eintreten von Endschlupf).

In diesen Fällen gibt es kein eigentliches Horizontalschubversagen. Aber die begrenzte Leistungsfähigkeit

des Verbundes und die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge führen dazu, daß in vielen Fällen die volle Biegetragfähigkeit  $M_{pl}$  nicht erreicht werden kann. Die Teilverbundtheorie - siehe Diagramme 1 und 18 - eröffnet dann die Möglichkeit, die Bemessung auf der Basis eines einfachen mechanischen Rechenmodells durchzuführen. In den genannten Fällen ergibt sich sogar eine einheitliche Bemessungsgrundlage für Träger und Decken. Allerdings spielt bei Decken das Aufsuchen des maßgebenden kritischen Schnittes eine Rolle, wenn die Tragfähigkeit auf Horizontalschub ausgenutzt werden soll. Dies ist bei den im Hochbau üblichen Stahlverbundträgern ohne Querschnittsabstufung und/oder ohne große Einzellasten nicht erforderlich.

Abschließend werden zwei Konzepte zur Auslegung von Geschoßdecken in Verbundbauweise tabellarisch gegenübergestellt (in englischer Sprache, aber vermutlich für jeden verständlich). In diesem Vergleich sind Träger und Decken mit duktilem Verhalten und die Frage „Teilverbund oder voller Verbund?“ besonders herausgestellt (siehe **Tab. 2** S. 59).

## Literatur

- [1] Verbundträger Richtlinie (3.81).
- [2] Bode, H.: Verbundbau. Werner Verlag, Düsseldorf 1987.
- [3] Wölfel, E.: Verbundkonstruktionen im Hochbau: Arbeitstagung Nr. 12 der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik, Saarbrücken 1987.
- [4] Bode, H. und Künzel, R.: Abschlußbericht zum DFG-Forschungsvorhaben „Zur Traglast von Verbundträgern unter besonderer Berücksichtigung einer nachgiebigen Verdübelung“. Kaiserslautern 1988.
- [5] Bode, H. und Künzel, R.: Zur Anwendung der Durchschweißtechnik im Verbundbau. Forschungsbericht, Kaiserslautern 1991.
- [6] Bode, H. und Schanzenbach, J.: Das Tragverhalten von Verbundträgern bei Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit. Der Stahlbau 58 (1989), S. 65 ff.
- [7] Wölfel, E.: Nachgiebiger Verbund - Eine Näherungslösung und deren Anwendungsmöglichkeiten. Der Stahlbau 56 (1987).
- [8] Aribert, J.M.: Bemessung von Verbunddecken mit teilweise Verbund. IVBH-Symposium, Brüssel 1990.
- [9] Daniels, B.J.: Comportement et capacite portante des dalles mixtes modelisation mathematique et etude experimentale, These No. 895, EPEL Lausanne, 1990.
- [10] BAZ der Holorib-Verbunddecke.
- [11] BAZ der Cofrasta-Verbunddecke.
- [12] Bode, H.: Profilbleche im Verbundbau - Beitrag zur statischen und dynamischen Festigkeit. Vortrag Stahlbautag Karlsruhe 1988.
- [13] Eurocode No. 4, part 1: Design of Composite Steel and Concrete Structures. Entwurf Okt. 1990.
- [14] Tschemmerneegg, F.: Zur Bemessung von Schenkeldübeln, eines neuen Dübels für Verbundkonstruktionen im Hochbau. Der Bauingenieur 69 (1985).
- [15] Sedlacek, G. und Beisel, T.: Eigenspannungsschnittgrößen zur Berechnung von Verbundtragwerken im Gebrauchzustand. Der Bauingenieur 60 (1985).
- [16] Stark, J.: Composite Steel and Concrete Beams with Partial Shear Connection. HERON, Vol. 34, No 4, Delft 1989.
- [17] Leonhardt, F., Andrä, W., Andrä, H.P., Harre, W.: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 12, 1987.
- [18] Roik, K. und Hanswille, G.: Eurocode 4, Prüfengeurveranstaltung Darmstadt 1990.
- [19] Bode, H. und Sauerborn, I.: Versuchsbericht R. Lees, 1990 (unveröffentlicht).
- [20] Bode, H. und Sauerborn, I.: Hintergrundbericht zu Eurocode 4. Herleitung von Nachweisverfahren zum Tragverhalten von Verbunddecken.
- [21] Bode, H., Buche, H., Storck, I., Wölfel, E.: Design of Composite Slabs with Partial Shear Connection. 2nd Draft, Annex E to EC4, Jan. 1990.
- [22] Roik, K., Bode, H., Hanenkamp, W.: Endverankerung bei Hoesch- und Holoribverbunddecken. Forschungsbericht (unveröffentlicht). RU Bochum, Nr. 8001, 1980.

