



Der Prüferingenieur

14 April 1999

Seite 5

Die bautechnische Prüfung ist bei Betonbauten für den Umweltschutz unentbehrlich!

Seite 14

Probleme bei der Prüfung und Abnahme von Traggerüsten

Seite 25

Zusammenarbeit ist wesentlich sinnvoller als ein Gegeneinander

Seite 33

Ist das ganze Weltall eine harmonisch gefügte Einheit?

Seite 45

Technologische Aspekte der externen Vorspannung bei Segmentbrücken

Seite 53

Mauerwerk in Europa – Anmerkungen eines Engagierten

Seite 60

Prüfung bautechnischer Unterlagen von Dacheindeckungen aus Sandwichbauteilen

Seite 68

Treppenbauer beklagen die Freistellung von der Bautechnischen Prüfung

Liste der bestellten Sachverständigen im Sinne des Wasserhaushalts-Gesetzes

EDITORIAL

Dipl.-Ing. Josef Steiner

Die bautechnische Prüfung ist bei Betonbauten für den Umweltschutz unentbehrlich! 5

NACHRICHTEN

Viel Neues über Mauerwerk, DIN 1045 und den Betonbau für wassergefährdende Stoffe 6

Arbeitstagung der BVPI dieses Jahr in Magdeburg 8

Unterschiedliche Regeln und Gebührenordnungen der Länder müssen immer beachtet werden 8

Freudenstadt: Fachlich attraktive Themen und renommierte Referenten 9

DPÜ-Präsident Gerhard Feld wurde 65 9

Bundesvereinigung der Prüfungenieure fordert baubegleitende Überwachung
von Betonteilen im Gewässerschutz 10

Universeller Ratgeber für alle Fragen des Baurechts 11

In Schleswig-Holstein soll die vereinfachte Genehmigung zum Regelverfahren werden 11

18. Steinfurter Stahlbau-Seminar am 5. Mai in der Stadthalle Rheine 12

DPÜ-Sachverständige haften jetzt zehn Jahre lang 13

TRAGGERÜSTBAU

Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel

Probleme bei der Prüfung und Abnahme von Traggerüsten 14

Dipl.-Ing. Thomas Weise

Zusammenarbeit ist wesentlich sinnvoller als ein Gegeneinander 25

NATURWISSENSCHAFTEN

Dr. Jonathan Benjamin Tennenbaum

Ist das ganze Weltall eine harmonisch gefügte Einheit? 33

BRÜCKENBAU

Dipl.-Ing. Christian Weidlich

Technologische Aspekte der externen Vorspannung bei Segmentbrücken 45

MAUERWERKSBAU

Prof. Dr.-Ing. Walther Mann

Mauerwerk in Europa – Anmerkungen eines Engagierten 53

STANDSICHERHEIT

Dr.-Ing. Ernst Buchholz

Prüfung bautechnischer Unterlagen von Dacheindeckungen aus Sandwichbauteilen 60

HOLZBAU

Dipl.-Ing. (FH) Heinz Lammers

Treppenbauer beklagen die Freistellung von der Bautechnischen Prüfung 68

Liste der bestellten Sachverständigen im Sinne des Wasserhaushalts-Gesetzes

Die bautechnische Prüfung ist bei Betonbauten für den Umweltschutz unentbehrlich!

Nach Wasserhaushaltsgesetz (WHG) § 19g sind „Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“ so zu planen, herzustellen und zu betreiben, daß eine Verunreinigung der Gewässer mit hinreichender Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen ist. Das Gesetz und die dazu gehörenden Anlagenverordnungen (VAWS) der einzelnen Bundesländer stellen hohe Anforderungen an Planung, Berechnung, konstruktive Gestaltung und Ausführung von baulichen Anlagen, die als Primär- oder als Sekundär-Barrieren die Verunreinigung des Erdreichs und der Gewässer wirksam verhindern sollen. Nach WHG § 19i ist die Erstüberprüfung durch zugelassene Sachverständige vor Inbetriebnahme, also erst nach der Herstellung der Anlagen, vorgesehen. Eine präventive Kontrolle der Planung und der Ausführung ist nicht zwingend gefordert.



*Dipl.-Ing. Josef Steiner
Prüfingenieur für Baustatik;
Vorsitzender der Landes-
vereinigung Baden-Württemberg
der Prüfingenieure für Baustatik*

Nach den Erfahrungen der letzten Jahre stehen die ausgeführten Bauwerke jedoch oft in krassem Widerspruch zu den Anforderungen.

Beispielhaft seien Tankstellenböden genannt, die in jüngster Zeit in großer Zahl instandgesetzt bzw. erneuert wurden. Dabei kam es durchaus vor, daß mediendichte Flächen aus Stahlbeton beantragt und genehmigt, bei der Erstüberprüfung aber Pflasterbeläge vorgefunden wurden. In vielen Fällen wußten die Planer überhaupt nicht, daß für die Planung und Ausführung mediendichter Bauwerke aus Beton oder Stahlbeton ausführliche Regeln existieren.

Galt die Betonbauweise bis gegen Ende der 80er Jahre wegen der Rißanfälligkeit des Baustoffs für Bauten des Umweltschutzes noch als wenig geeignet, so hat sich dies in der Zwischenzeit wesentlich verändert. Bereits 1992 wurde die „Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“ des DAfStb der Fachwelt zur Anwendung übergeben. Die in der 2. Ausgabe dieser Richtlinie von 1996 enthaltenen Planungs- und Konstruktionsregeln stellen den Stand der Technik und den Stand der Erkenntnisse dar und sind von Planenden und Ausführenden zu beachten. In den von den einzelnen Bundesländern bauaufsichtlich eingeführten Anlagenverordnungen wird auf die Verbindlichkeit der Richtlinie hingewiesen. Einige Verordnungen enthalten auch den Hinweis, daß die Bauweise „einfach und herkömmlich“ sei. Dies trifft zweifellos nicht zu. Planung und konstruktive Gestaltung mediendichter Bauwerke aus Stahlbeton sind anspruchsvolle Ingenieuraufgaben.

Die Erfahrungen in den zurückliegenden Jahren zeigen aber, daß die Richtlinie des DAfStb nur selten zutreffend

angewendet wird. Diese Erfahrungen zeigen auch, daß es nicht ausreicht, wenn der erste Kontakt des zuständigen Sachverständigen zu einer Anlage erst im Zuge der Abnahmeprüfung nach ihrer Fertigstellung erfolgt. Noch ist dies leider Realität in 90 Prozent aller Fälle, weil das im Bauwesen bewährte Vier-Augen-Prinzip der unabhängigen Kontrolle von Planung und Ausführung im WHG-Bereich außer Kraft gesetzt ist.

Bei Anlagen der chemischen Industrie oder bei Tankstellen schließt der behördliche Auftrag zur bautechnischen Prüfung die Standsicherheit, den Brandschutz und die Erfordernisse des Schall- und Wärmeschutzes ein, jedoch nicht die Anforderungen, die an die Mediendichtheit der Umfassungsbauteile gestellt werden.

Nur wenige Industriebetriebe haben die Bedeutung der bautechnischen Prüfung im Sinne regelgerecht hergestellter und mängelfreier Bauwerke erkannt und lassen – allerdings freiwillig – auch die Dichtheitsnachweise ihrer Anlagen vor der Ausführung prüfen. Verantwortungsbehaftetes Verhalten einzelner Anlagenbetreiber reicht aber nicht aus, wenn die hohen Anforderungen des WHG umfassend und zielsicher umgesetzt werden sollen. Prüfung der Dichtheitsnachweise und baubegleitende Kontrolle der Ausführung müssen deshalb verbindlich in den Anlagenverordnungen bzw. in den dazu gehörenden Verfahrensanweisungen (VVAWS) verankert werden.

Solange dies nicht der Fall ist, sollten Prüfingenieure, die mit der Prüfung der Standsicherheit einzelner Bauteile von Anlagen für den Umweltschutz beauftragt sind, bei der zuständigen Baurechts- oder Wasserrechtsbehörde die Ausweitung des Auftrages auf die Prüfung der Mediendichtheit beantragen.

Im Sinne ganzheitlicher Prüfung ist unter dem Dach des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ) eine Gruppe von anerkannten Sachverständigen für Anlagentechnik und Bautechnik nach VAWS tätig.

Die Prüfung der Anlagentechnik wird dabei von den Kollegen der Technischen Organisation von Sachverständigen e.V. (TOS) durchgeführt, der bautechnische Teil der Prüfung obliegt den im Bauüberwachungsverein e.V. (BÜV) tätigen Prüfingenieuren für Baustatik. Beide Gruppen von Sachverständigen ergänzen sich entsprechend ihren Fachgebieten und bieten die Gewähr für eine sichere Umsetzung der Forderungen des Wasserhaushaltsgesetzes.

7. Bautechnik-Seminar in Nordrhein-Westfalen

Viel Neues über Mauerwerk, DIN 1045 und den Betonbau für wassergefährdende Stoffe

200 Prüflingenieurinnen ließen sich in Wuppertal über die neuesten Entwicklungen unterrichten

Die neue DIN 1045, wasserundurchlässige Baukörper, Holzbauwerke und Betonbauten für wassergefährdende Stoffe – das waren die wesentlichen Themen des 7. Bautechnischen Seminars, das die Landesvereinigung der Prüflingenieurinnen für Baustatik in Nordrhein-Westfalen und das Ministerium für Bauen und Wohnen des Landes NRW Ende letzten Jahres in Wuppertal durch geführt haben. Mehr als 200 Prüflingenieurinnen haben diese mittlerweile traditionelle Veranstaltung besucht, und alle haben wieder eine Fülle höchst aktueller fachlicher Informationen mit nach Hause nehmen können.

Den Reigen der Fachvorträge eröffnete Prof. Dr.-Ing. Hegger von der RWTH Aachen mit einem Bericht über die neu bearbeitete DIN 1045, die auf der Grundlage des Eurocode 2 (DIN VENV 1992 T 1) dieses Jahr verbindlich eingeführt werden soll, da mit einer europäischen Norm in den nächsten acht Jahren nicht zu rechnen sei.

Die neue Norm unterscheidet zwischen Prinzipien, die unbedingt einzuhalten sind, und Anwendungs-Regeln, die durch gleichwertige Regeln ersetzt werden dürfen.

Das Sicherheitskonzept beruht auf Teilsicherheitsbeiwerten, wodurch die unterschiedlichen Streuungen der einzelnen Kenngrößen (Einwirkungen und Widerstände) zutreffender berücksichtigt werden.

Zusätzlich zum Nachweis der Standsicherheit der Bauteile und des Bauwerks regelt die neue DIN sehr eingehend die Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit.

Nach einer Übergangszeit bis 2003 wird die alte DIN 1045 von 1988 zurückgezogen.

Die neue DIN 1045 ist folgendermaßen gegliedert:

- DIN 1045-1: Bemessung und Konstruktion von unbewehrtem Beton aus Normal- und Leichtbeton sowie Stahl- und Spannbeton.
- DIN 1045-2: Eigenschaften, Anforderungen, Herstellung, Gütenachweis und Zertifizierung des Betons.
- DIN 1045-3: Ausführung von Betontragwerken.

Um die Bauausführung ging es auch im nächsten Beitrag; allerdings um die von Betonbauten beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen. Prof. Dr.-Ing. Stangenberg von der Ruhruniversität Bochum, der selbst als Forscher auf dem Gebiet des Betonbaus bei Anlagen für umweltgefährdende Stoffe tätig ist, erläuterte die Grundzüge der im September 1996 erschienenen betreffenden DAfStb-Richtlinie, insbesondere Teil 3 (Konstruktion und Bauausführung).

Professionell und anschaulich erläuterte er vor allem die Anforderungen an Umweltschutzbarrieren. Dazu gehören:

- Standsicherheit der Schutzanlage,
- Sicherheit gegen unzulässige Abnutzung, den Verlust der Beständigkeit wegen mechanischen Abriebs und chemischen Angriffs,
- Sicherheit gegen (unzulässige) Leckagen, wobei sich die Anforderungen an die Dichtigkeit der Barriere im technisch problematischen Sinne aus dem mit Zuverlässigkeit zu erreichenden Schutzziele ergibt.

Barrierebauwerke müssen, wie Stangenberg sehr anschaulich anhand eines Konstruktionsbeispiels zeigte, nicht nur richtig geplant und ausgeführt, sondern auch regelmäßig kontrolliert und instandgesetzt werden. Der richtige Entwurf vermeidet unnötige Fugen, Diskontinuitäten und scharfe Knicke in der Konstruktion sowie die Entstehung von Zwängungskräften.

Prof. Dr.-Ing. Iványi von der Universität GH Essen, der das Thema wasserundurchlässige Baukörper übernommen hatte, berichtete in der ihm eigenen Lebhaftigkeit und unterstützt durch anschauliche Dias über wasserundurchlässige Betonbauteile, also solche Betonbauteile, die ohne besondere Abdichtungsmaßnahmen definitionsgemäß dicht sind. Zum Beispiel haben der Bundesminister für Verkehr und das EBA für die Deutsche Bahn AG für Tunnelbauwerke Vorschriften hinsichtlich Klassifizierungen der Dichtheit erlassen.

Dichtheitskonzepte müssen stets den auf Vermeidung von Zwängungskräften abgestellten Entwurf, die Betontechnik und die zielgerichtete Ausführung von wasserundurchlässigen Baukörpern umfassen. Arbeitsfugen sind ihre „Sorgenkinder“. Vermeiden lassen sie sich nicht in allen Fällen. Man solle jedoch Schluß ma-

chen mit dem Einbau von Arbeitsfugenbändern oder Blechen, die meist nur die ordnungsgemäße Einbringung und Verdichtung des Frischbetons erschweren. Vielmehr sei es richtig, an dem vorbetonierten Wandteil das Korngerüst durch Sandstrahlen oder Hochdruckwasserstrahlen freizulegen.

Tritt trotz aller Sorgfalt bei Planung und Ausführung einmal eine undichte Stelle in einem Bauteil auf, so besteht die Möglichkeit, die Leckage mit einer geeigneten Injektion zu verschließen.

Dr.-Ing. P. Schubert vom Institut für Bauforschung der RWTH Aachen berichtete schließlich noch über neue Entwicklungen des Mauerwerkbaus. Durch die Steigerung der Steifigkeit und die Entwicklung von Steinen mit besonders guten Wärmedämmeigenschaften wird im Wohnungsbau Mauerwerk als Wandbaustoff bei rund 85 % aller Neubauten eingesetzt. Nicht zuletzt tragen dazu großformatige Steinsorten bei, die mit Hebewerkzeugen quasi maschinell versetzt werden.

Schalungssteine aus Leichtbeton oder Normalbeton mit wärmedämmenden Einlagen erhalten ihre hohe Festigkeit durch eine Betonfüllung, die heute meist aus Fließbeton besteht.

Im Hinblick auf die rasante Entwicklung des Mauerwerkbaus sei es zu begrüßen, daß den Fachleuten nunmehr die Zeitschrift „Das Mauerwerk“ als Informationsquelle zur Verfügung stehe.

Zum Schluß faßte Schubert die Eigenschaften von Mauerwerk schlagwortartig zusammen:

Dazu gehören die hohe Druckfestigkeit, der Widerstand gegen Feuer, der hohe Gebrauchswert hinsichtlich Wärme, Schall- und Feuchteschutz sowie die besonders günstigen ökologischen Eigenschaften und die sehr fle-

xible Anwendbarkeit. Mauerwerk sei auch heute, wie schon seit Jahrhunderten, architektonisch attraktiv und ästhetisch sehr ansprechend. Aufgrund der Vielzahl verschiedener Mauersteine und Mauermörtel könne man heute eine optimierte Auswahl für den jeweiligen Anwendungsfall treffen.

Mit einem zunehmenden Bearbeitungsaufwand habe jedoch der Tragwerksplaner und der Prüfingenieur nicht nur wegen der richtigen Wahl des Mauerwerks zu rechnen, sondern in noch viel größerem Maße mache ihm der statische Nachweis künftig zu schaffen. Die auf dem Eurocode 6 basierende neue Mauerwerks-Norm werde etwa den fünffachen Seitenumfang der heute gültigen DIN 1053 haben (s.a.: Walther Mann: „Mauerwerk in Europa“, Seite 53).

Für eine so aufgeblasene Norm-Vorschrift mit nach seiner Meinung völlig überflüssigen Detailregelungen habe er, Schubert, kein Verständnis.

Die Anzahl der in Holzbauweise errichteten Neubauten steigt ständig an, wußte Prof. Dr.-Ing. Reyer von der Ruhr-Universität Bochum zu berichten – und dies, obgleich in Deutschland seit 1994 ein Abwärtstrend bei Neubauten festzustellen ist.

Die Ursache für die zunehmende Verwendung von Holzbauteilen sei nicht nur der Kostenvorteil gegenüber anderen Bauarten. Vielmehr sei die Energieeinsparung, der geringe Flächenbedarf für die Konstruktion sowie die günstige Ökobilanz für immer mehr Bauherrn ausschlaggebend, sich für die Bauart Holz zu entscheiden.

Bei dem modernen Holzbau, dessen Standsicherheit je nach Problemstellung, nach Theorie I. oder II. Ordnung nachzuweisen ist, hänge das Gelingen des Bauvorhabens in überdurchschnittlichem Maße von der Sach-

kenntnis des Tragwerksplaners und der Erfahrung der ausführenden Holzbaufirma ab.

Einen Mangel sah Reyer insbesondere darin, daß bei den von der Prüfpflicht freigestellten Gebäuden eine Prüfung der Standsicherheit oder der in Teilschritten herzustellenden Konstruktion nicht durchgeführt werde. Die Optimierung der Konstruktion führe zwangsläufig bei fehlerhafter statischer Berechnung und/oder unsachgemäßer Ausführung zu kritischen Stabilitätssituationen.

In diesem Zusammenhang zeigte Reyer anhand von Dias das übrig gebliebene Holzhäufchen eines bis kurz vor dem Einsturz fast fertig aufgerichteten zweigeschossigen Wohnhauses. Über das mehrphasige Einsturzscenario wird in Kürze ein ausführlicher Bericht in der Zeitschrift BAUINGENIEUR erscheinen.

Bei den von der Prüfung freigestellten Gebäuden, werden dem Bauherrn suggeriert, er brauche sich wegen der Standsicherheit keine Sorgen zu machen. Der Einsturz dieses Hauses sei jedoch ein Beleg dafür, daß Sicherheit ohne Prüfung des Standsicherheitsnachweises und einer Kontrolle der Ausführung nicht zu haben sei.

Zum Schluß wies Prof. Reyer auf die Änderung 1 (10.96) zu DIN 1052 Teil 1 - 3 hin, die aufgrund der erforderlichen Anpassung an die technische Entwicklung herausgegeben worden ist.

Wie immer hat auch dieses Seminar – souverän und engagiert – der Vorsitzende der Vereinigung der Prüfingenieure von NRW, Dipl.-Ing. Otto Lennertz, geleitet und moderiert.

Alle Vorträge sind übrigens in einem Tagungsband zusammengefaßt, der beim Ministerium für Bauen und Wohnen NRW (Fax: 0211/3843601) bezogen werden kann. *Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch*

Vom 25. bis 28. September:

Arbeitstagung der BVPI dieses Jahr in Magdeburg

Viele interessante Fachvorträge und attraktive Besichtigungen

Die jedes Jahr stattfindende Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik BVPI wird in diesem Jahr vom 25. bis zum 28. September im Hotel Maritim in Magdeburg stattfinden. Wie in den vergangenen Jahren rechnet die BVPI auch in diesem Jahr wieder mit über 500 Mitgliedern und Gästen, da sowohl ein attraktives fachliches Programm als auch viele Besichtigungsfahrten geboten werden.

Im fachlichen Teile werden in diesem Jahr Vorträge zu den folgenden Themen gehalten.

- Die Normensituation in Deutschland,
- Bauwerk-Boden-Wechselwirkung,
- Tunnelbau,
- tragende Kunststoffbauteile sowie
- die Haftung des Prüferingenieurs.

Außerdem wird es wieder einen zweigeteilten Pro und Kontravortrag geben, der das Thema „Stahlverbund“ einmal aus der Sicht des Prüferingenieurs und einmal aus der Sicht der Bauwirtschaft behandelt.

Der europäische Beitrag zum Prüfwesen in anderen Ländern kommt in diesem Jahr aus Norwegen. Ein Vertreter aus der Forschung und Bauaufsicht berichtet über die Erfahrungen mit der Freistellung von der bautechnischen Prüfung. Die Einladungen zur Arbeitstagung werden im Juni versandt.

Auskünfte erteilt die Geschäftsstelle der BVPI unter der Telefonnummer: 040/30379500 und Fax: 040/353565.

BVPI erinnert: Sicherheit und Ordnung im Bauwesen sind Ländersache

Unterschiedliche Regeln und Gebührenordnungen der Länder müssen immer beachtet werden

Es gelten die Vorschriften des Landes, in dem der Prüfauftrag erteilt wurde

Die Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) hat die Prüferingenieure in Deutschland daran erinnert, daß sie sich, wenn sie länderübergreifend tätig werden, in den einzelnen Bundesländern unbedingt an jene technischen Regeln und Abrechnungsmodalitäten halten müssen, die in dem jeweiligen Bundesland gelten. Gleichzeitig hat die BVPI mitgeteilt, daß demnächst in allen Bundesländern Bewertungs- und Verrechnungsstellen für Prüfaufträge eingerichtet werden.

Zur Begründung ihres Aufrufs, die technischen Regeln und Gebührenordnungen der jeweiligen Länder genauesten zu beachten, verweist die BVPI auf das Grundgesetz der Bundesrepublik Deutschland, nach dem die einzelnen Bundesländer allein für die Sicherheit und Ordnung im Bausehen zuständig sind.

Hierzu erlassen sie Verordnungen, die z. B. auch im Genehmigungsverfahren bestimmte Kontrollen vorschreiben.

Einen Teil dieser Kontrollen – nämlich die Prüfung der bautechnischen Unterlagen hinsichtlich der Standsicherheit, des Brandschutzes und des Schall und Wärmeschutzes sowie die Überwachung vor Ort auf der Baustelle –, übernehmen die Bauprüferämter oder die Prüferingenieure für Baustatik.

Zur Regelung der Durchführung der Prüfung und Überwachung existieren in jedem Bundesland aber unterschiedliche Bauprüfer- und Prüfergebührenordnungen, die zum Teil erheblich voneinander abweichen.

Bei länderübergreifenden Prüfungen ist es daher wichtig, zu beachten, daß bei der Auslegung der technischen Regeln und bei der Abrechnung des Prüfauftrages die Gebührenordnung desjenigen Landes zugrunde zu legen ist, in dem das Gebäude errichtet wird.

Außerdem sind in diesem Zusammenhang die besonderen Festlegungen zur Abrechnung des Landes zu beachten

In Bayern z. B. existiert eine Bewertungs- und Verrechnungsstelle, die für die Verantwortlichen Sachverständigen für Standsicherheit die Abrechnung mit dem Bauherrn übernimmt.

Über diese Stelle sind alle Prüfaufträge auch der Sachverständigen aus anderen Bundesländern für Bauvorhaben in Bayern abzurechnen.

In Rheinland-Pfalz existiert eine Kontrollstelle. Sie muß von allen in diesem Land tätigen Prüferingenieuren bei allen Gebührenanfragen und bei jedem Prüfauftrag eingeschaltet werden.

Arbeitstagung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Baden-Württemberg

Fachlich attraktive Themen und renommierte Referenten

Prüfm Ingenieure treffen sich am letzten Juni-Wochenende wieder in Freudenstadt

Die große Zahl der Stammgäste bei den traditionellen Freudenstadter Arbeitstagungen der Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure in Baden-Württemberg kennt den Termin schon: Wie immer wird auch die diesjährige Arbeitstagung am letzten Juni-Wochenende stattfinden: am 25. und 26. Juni.

Während die an der Busfahrt teilnehmenden Damen die Reize des Schwarzwaldes erkunden, werden, wie der Vorsitzende der Landesvereinigung, Dipl.-Ing. Josef Steiner (Mannheim), mitteilte, die teilnehmenden Prüfm Ingenieure und die Gäste aus der Ver-

waltung von renommierten Referenten Vorträge zu folgenden Themenbereichen hören:

- Anwendung nichtrostender Stähle nach der neuen Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik

- Gebäudeunterfangung nach DIN 4123 neu
- Die Bedeutung der Bettechnologie beim Entwurf ausgedehnter Tragwerke – Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung nachträglich eingemörtelter Bewehrungsstäbe
- Temperatureinwirkungen auf Bauwerke
- Seltsame Entwicklungen im Brückenbau
- Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit
- Anwendung von CFK-Lamellen zur Ertüchtigung und Bauwerksverstärkung

Anfragen und Anmeldungen nimmt die Landesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Baustatik in Baden-Württemberg (Fax: 0621/41949-75) entgegen.

DPÜ-Präsident Gerhard Feld wurde 65

Wenn er in der Landesfeuerwehrschule Bremen seine Brandschutz-Lehrgänge für den gehobenen Dienst absolviert, kann er sich des Interesses seines Auditoriums sicher sein. Mit pädagogischem Geschick und viel Einfühlungsvermögen gibt der gerade wiedergewählte Vorsitzende der Prüfm Ingenieure in Bremen, Diplom-Ingenieur Gerhard Feld (Bremen), dort weiter, was er als Prüfm Ingenieur und als Sachverständiger ein Leben lang gelernt und vervollkommen hat: praktisch anwendbares ingenieurtechnisches Wissen.

Am 6. April ist Gerhard Feld 65 Jahre alt geworden, und gratuliert haben alle: Der Vorstand des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung, dessen Präsident er seit 1995 ist, der Vorstand der Ingenieurkammer der Freien Hansestadt Bremen, deren Vizepräsident er seit 1995 ist, und der Bau-Überwa-



chungsverein, dessen Vorstand er seit 1993 angehört.

Feld studierte Bauingenieurwesen an den Technischen Hochschulen in Aachen und Hannover und trat, nach mehrjähriger Tätigkeit in seinem Ingenieurbüro und einem Bauunternehmen, 1965 in das Bremerhavener Ingenieurbüro Kuhlmann und Strathmann ein, dessen Partner er 1968 wurde. 1977 folgte die Anerkennung als Prüfm Ingenieur für Baustatik der Fachrichtungen Stahlbau und Massivbau.

Sein guter Ruf brachte ihm sieben Jahre später die Berufung in den Beirat für die Anerkennung von Prüfm Ingenieuren für Baustatik in Bremen ein, dem er derzeit stellvertretend vorsitzt. 1988 wurde Gerhard Feld als Sachverständiger öffentlich bestellt und vereidigt; auch als Sachverständiger war er bald so bekannt, daß ihn die IHK Bremerhaven kürzlich in ihren Ausschuß für die Anerkennung von Sachverständigen holte. 1996 schließlich erwarb Feld noch die Anerkennung als WHG-Sachverständiger für Bauwerke für wassergefährdende Stoffe.

Der Präsident der Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Günter Timm, sagte bei seiner Geburtstags-Gratulation über Feld: „Ohne ihn wäre einiges nicht so gut gelaufen im deutschen Sachverständigen- und Prüfungswesen. Wir haben Gerhard Feld sehr viel zu verdanken.“ -kw-

Liste mit 70 kompetenten Prüffingenieuren und Sachverständigen

Bundesvereinigung der Prüffingenieure fordert baubegleitende Überwachung von Betonbauteilen im Gewässerschutz

Behörden veranlassen die Prüfung meistens erst nach der Erstellung der Anlagen

Weil beim Bau von Betonbauwerken für den Gewässerschutz nach dem Wasserhaushaltsgesetz Dichtigkeits-Prüfungen auch während der Bauphase notwendig sind, hat die Technische Organisation von Sachverständigen (TOS) eine Liste mit etwa 70 dafür anerkannten Prüffingenieuren für Baustatik und Sachverständigen herausgegeben. Parallel dazu hat die Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik die Forderung erhoben, die baubegleitende Überwachung von Betonteilen aller Anlagen für den Umgang mit wassergefährdenden Stoffen auch im Hinblick auf das Wasserrecht vorzuschreiben.

Die Prüffingenieure und die bestellten Sachverständigen, die in der neuen Liste veröffentlicht werden, gehören durchweg der TOS an. Es handelt sich um bestellte Sachverständige auf der Grundlage des Wasserhaushaltsgesetzes nach VAWs.

In § 3 der VAWs wird für die Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen die Dichtheit vorgeschrieben. Nach dem Besorgnisgrundsatz des WHG kann dies für Betonbauten nur bedeuten, daß die Dichtheit auch während der Bauphase überwacht wird. Eine Abnahme vor der Inbetriebnahme einschließlich der Funktionsprüfung, wie sie bei den anlagentechnischen Teilen üblich ist, genügt hier nicht.

Die derzeitige Handhabung der Prüfung, insbesondere für die bautechnischen Teile, gestaltet sich jedoch schwierig, da die Unteren Wasserbehörden und die Unteren Bauaufsichtsbehörden die Prüfung der Anlage leider oft erst nach der Erstellung veranlassen.

Dies führt dann dazu, daß eine Überprüfung der Ableitflächen und der Auffangräume oder der

Behälter aus Beton kaum noch möglich ist, da eine Inaugenscheinnahme keinen Aufschluß über die Bewehrungsführung zuläßt.

Über die Technische Organisation von Sachverständigen TOS e.V. unter dem Dach des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung DPÜ e.V. hat sich deshalb eine Reihe von Prüffingenieuren für Baustatik des Bauüberwachungsvereins BÜV e.V. und einige Sachverständige der TOS für die Durchführung der Prüfungen nach dem Wasserhaushaltsgesetz bestellen lassen.

Für die Prüfung der Bautechnik sind die Prüffingenieure, für die Anlagentechnik die Sachverständigen der TOS zuständig. Ein klar gegliedertes Qualitätsmanagement-Handbuch regelt die Zuständigkeiten.

Nach Ansicht der Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik muß nun darauf hingewirkt werden, daß die Überwachung der betontechnischen Teile einer Anlage zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen mit in Auftrag gegeben wird.

Jetzt sind die Unteren Wasserbehörden und die Unteren Bauaufsichtsbehörden gefordert, in ihren Verordnungen die baubegleitende Überwachung von Betonteilen der Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen auch im Hinblick auf das Wasserrecht vorzuschreiben.

Die „Liste der bestellten Sachverständigen im Sinne des § 19i Abs. 2 Satz 3 des Wasserhaushaltsgesetzes“ ist am Schluß dieses Heftes vollständig abgedruckt. *HJM*

**Am 29. September in
Kaiserslautern**

Seminar über das neue Regelwerk für den Stahlbeton- und Spannbetonbau

Das neue Regelwerk für den Stahlbeton- und Spannbetonbau und seine Grundlagen (DIN 1045 neu) werden das Thema eines Ingenieur-Seminars sein, das am 29. September 1999 an der Universität Kaiserslautern veranstaltet wird.

Einladende sind die Landesvereinigungen der Prüffingenieure in Rheinland-Pfalz und im Saarland sowie die Kammern der Beratenden Ingenieure beider Länder.

Die Leitung des Seminars obliegt Prof. Dr.-Ing. Ramm, der auch selbst doziert wird.

Anmeldungen und Anfragen können gerichtet werden an die Kammer der Beratenden Ingenieure in Rheinland-Pfalz, Im Euler 9, 55129 Mainz (Fax: 06131/592090).

Standardwerk für Ingenieure und Architekten**Universeller Ratgeber für alle Fragen des Baurechts****Ein neues Buch speziell für die juristischen Bedürfnisse der Ingenieure und Architekten**

Der Hauptgeschäftsführer der Bundesingenieurkammer und vormalige Bundesgeschäftsführer des Bundes Deutscher Baumeister, Architekten und Ingenieure (BDB), Rechtsanwalt Dr. jur. Hans Rudolf Sangenstedt (Bonn), hat kürzlich ein Buch herausgegeben, das sich leicht zum neuen Standardwerk entwickeln kann: das „Rechtshandbuch für Ingenieure und Architekten“, das, wie der Titel schon sagt, speziell für die Nutzung in der täglichen Praxis der Ingenieur- und Architekturbüros ediert wurde. Deshalb dürfte es auch, wie es in vielen Rezensionsvorschlägen der Verlage immer so schön heißt, „auf keinem Schreibtisch eines Architekten oder Ingenieurs fehlen“.

In der Ankündigung dieses Buches, das im renommierten Münchener Beck-Verlag erschienen ist, fehlt ein solcher Hinweis aber vollständig – obwohl er gerade zu diesem Buch in der Tat sehr passend gewesen wäre.

Denn dieses Buch bietet eine umfassende, sehr praxisbezogene und solide juristische Information für die erfolgreiche Führung eines Ingenieur- oder Architekturbüros. Sangenstedt hat das Buch als Herausgeber zwei Jahre lang betreut, und er tritt auch als Autor wichtiger Themen auf.

Sein Werk ist in dieser Zeit zu einem universellen Ratgeber in allen Fragen des privaten und öffentlichen Baurechts, aber auch in Fragen des Marketing, der Büroorganisation und der Buchhaltung geraten.

Wer sich fragt, was die letztgenannten Themen in einem Rechtshandbuch zu suchen haben, der vergißt, daß auch diese Themen mit juristischen Problemen durchsetzt sind, die man als Büroinhaber kennen und deren Implikationen man berücksichtigen muß.

Der Umfang des Buches (1400 Seiten!) signalisiert dem unbefangenen Leser umständliches Suchen, endlos lange, unverständliche Texte und schweres Wälzen in langen Kapiteln. Nichts da! Gut gebaut ist dieses Buch, trotz der Fülle des Materials, und gut zu recht finden kann der Leser sich auch. Alle Kapitel sind übersichtlich aufgemacht, inhaltlich in sich

geschlossen und folgerichtig strukturiert und deshalb so recht geschaffen für den täglichen Gebrauch, für ein schnelles Nachschlagen und augenblickliches Orientieren über eine Rechtslage, eine Versicherungsfrage, einen Streitfall in einer Honorarsache oder über eine Auslegung einer gesetzlichen Vorschrift. VOB/A und B, VOF, BGB, HOAI, BauGB, LBOs, Arbeitsrecht, Steuerrecht, Berufsrecht, das relevante Baunebenrecht für die Anwendung technischer Normen und, eben, wissenswerte juristische und auch praktische Hinweise zum Marketing, zur Zertifizierung, zur Akquisition und zur Bürowertermittlung: das alles wird in diesem Buch geboten.

Es sollte deshalb wohl tatsächlich auf jedem Schreibtisch eines Ingenieurs oder Architekten stehen – zu empfehlen ist es dafür allemal. *-kw-*

(Verlag C.H. Beck; 1. Aufl. 1999; 1399 S.; in Leinen 198 DM; ISBN: 3-406-43626-9).

In Schleswig-Holstein soll die vereinfachte Genehmigung zum Regelverfahren werden**Nutzungskriterien dürfen nicht wichtiger sein als das Gefährdungspotential**

In Schleswig-Holstein steht wieder eine Novellierung der Landesbauordnung an. Wie unser dortiger Mitarbeiter, Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel (Pinneberg), meldet, soll damit das vereinfachte Genehmigungsverfahren zum Regelverfahren erhoben werden. Eine bautechnische Prüfung, so die Absicht der Landesregierung, soll nur noch bei Sonderbauten, bei „Gebäuden mittlerer Höhe“ und bei baulichen Anlagen mit mehr als zehn Metern Höhe erfolgen, die aber, je nach Gebäudeart, im baurechtlichen

Sinne durchaus auch „Gebäude geringer Höhe“ sein können.

Die Landesvereinigung der Prüflingenieur für Baustatik in Schleswig-Holstein hat in ihrer Stellungnahme zum Novellierungsentwurf darauf hingewiesen, daß für die Entscheidung, ob eine bautechnische Prüfung erfolgen muß oder nicht, in erster Linie bautechnische Kriterien und das Gefährdungspotential, nicht aber die Kriterien der Nutzung maßgebend sein müßten.

Mehr Sicherheit für die Bauherren

DPÜ-Prüfsachverständige haften jetzt zehn Jahre lang

Sie werden auf Wunsch des Bauherren tätig und liefern ein wertvolles Gütesiegel

Die Prüfsachverständigen des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung haften seit Januar dieses Jahres für ihre Leistungen in der baubegleitenden Qualitätssicherung zehn Jahre lang. Nach langen Vorbereitungen, auch versicherungstechnischer Art, sind die entsprechenden Verträge vor einiger Zeit in Kraft gesetzt worden.

Die bundesweit tätigen Prüfsachverständigen gehören entweder dem Bau-Überwachungsverein (BÜV), in dem die Prüfsachverständigen für Baustatik organisiert sind, oder der Technischen Organisation von Sachverständigen (TOS), in der die öffentlich bestellten und zertifizierten Sachverständigen organisiert sind, an. Beide Organisationen wiederum bilden das Deutsche Institut für Prüfung und Überwachung DPÜ.

Die Prüfsachverständigen beraten Bauherren und überwa-

chen deren Bauvorhaben von der Planung bis zur Ausführung. Ihre exakten Prüfberichte sind verlässliche Dokumente und dienen den Bauherren zugleich als Gütesiegel.

Auf Wunsch des Bauherren prüfen die Experten die Gesamtstabilität, kontrollieren den Wärme- und Schall-Schutz und überwachen die Baustelle vor Ort.

Die Prüfsachverständigen des DPÜ füllen auf privatwirtschaftlicher Basis einen Teil der Lücke, die mit der Abschaffung

der bautechnischen Prüfung im Rahmen von Baugenehmigungsverfahren entstanden ist. Denn mit ihr entfiel weitgehend auch die unabhängige Prüfung von ein- bis zweistöckigen Neubauten.

Laut dem Schadensbericht der Bundesregierung aus dem Jahr 1996 entstanden Schäden von mehr als 3,6 Milliarden DM – und die Zahl der Gutachten infolge von Bauschäden steigt stetig an.

Diesen Trend wollen die Prüfsachverständigen des DPÜ nun stoppen.

Die fachlich qualifizierten Ingenieure garantieren durch ihre vorbeugende Bauüberwachung für Qualität am Bau. So geben sie dem Bauherren die Sicherheit, daß das von ihm gewünschte Gebäude auch tatsächlich nach seinen Vorgaben errichtet wird. Auf diese Weise wird der Verbraucherschutz für den Bauherrn gesichert.

Fragen dazu beantwortet das DPÜ in Hamburg: Ferdinandstraße 38-40, 20095 Hamburg, Tel.: 040/3572 52-0, Fax: 040/353565.



Besiegelten den Vertrag über die zehnjährige Haftung für die Leistungen der Prüfsachverständigen des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (von links): Der erste Vorsitzende des Bau-Überwachungsvereins (BÜV), Dr.-Ing. Günter Timm, der Präsident des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung, Dipl.-Ing. Gerhard Feld, der Vorsitzende der Technischen Organisation von Sachverständigen (TOS), Dr.-Ing. Harald Bitter, und der stellvertretende Vorsitzende des Bau-Überwachungsvereins (BÜV), Dipl.-Ing. Fritz Mönnig.

In der letzten Ausgabe des Prüfingenieurs (Heft 13, Oktober 1998) ist im Inhaltsverzeichnis eine kleine Unkorrektheit erschienen: Nicht „Prof. Dr.-Ing. K. Zilch et.al“ hätte dort als Hauptautor des Artikels auf Seite 46 über „Neue Erkenntnisse über die Sicherheit im Spannbetonbau“ vermerkt werden dürfen, sondern, richtigerweise, Prof. Dr.-Ing. Peter Schießl.

Wir bitten, vor allem die beiden Beteiligten, das Versehen zu entschuldigen.

Eurocodes/Glas/Hochfeste Baustähle/ Frühe Stahl- und Eisenbrücken

18. Steinfurter Stahlbau- seminar am 5. Mai in der Stadthalle Rheine

Am Mittwoch, dem 5. Mai 1999, findet in der Stadthalle in Rheine das nächste Steinfurter Stahlbauseminar der Fachhochschule Münster statt. Das von Prof. Dipl.-Ing. Rudolf Hacken organisierte 18. Seminar seiner Art behandelt folgende Themen:

- Normen des CEN TC 250 – Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau – Stand und Bedeutung (Prof. Dr.-Ing. Horst J. Bossenmayer, Präsident des Deutschen Instituts für Bautechnik, Berlin, Vorsitzender des Deutschen Ausschusses für Stahlbau),
- Glas im Konstruktiven Ingenieurbau (Prof. Dr.-Ing. Ömer

Bucak, Fachhochschule München),

- Biegeknicken und Biegedrillknicken nach EC 3 – Hintergründe und Bemessungsverfahren (o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Richard Greiner, Institut für Stahlbau, Technische Universität Graz).
- Ergebnisse und Erfahrungen beim Einsatz von geschweißten Guß-/Walzstahlverbindungen und hochfesten Baustählen (Prof. Dr.-Ing. Friedrich Mang, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Fridericiana Karlsruhe, und Dipl.-Ing. Eckhart

Koch, Deutsche Bahn AG, München),

- Frühe Brücken aus Eisen und Stahl (Dr.-Ing. Klaus Stiglat, Partner der Ingenieurgruppe Bauen, Karlsruhe, Mannheim, Berlin),
- Untersuchungen zum Tragverhalten von Schraubenverbindungen bei feuerverzinkten Bauteilen mit gestanzten Löchern (Prof. Dr.-Ing. Günther Valtinat und Dipl.-Ing. Holger Huhn, Technische Universität Hamburg-Harburg),
- Rahmenkonstruktionen – geschweißte dünnwandige Elemente versus Walzprofil. (Prof. Dr.-Ing. habil. Frank Werner, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Professur Stahlbau, Bauhaus-Universität Weimar).

Anmeldungen und Auskünfte sind bei der Fachhochschule Münster (Tel.: 02551/962-195, Fax: 02551/962-120) möglich.

Probleme bei der Prüfung und Abnahme von Traggerüsten

Der Prüflingenieur ist eine wichtige und unentbehrliche Instanz für die Sicherstellung der Standsicherheit

Im Traggerüstbau haben die aufstellenden und prüfenden Ingenieure eine große Verantwortung übernommen, weil sie sich immer wieder zwischen wirtschaftlichen und technischen Notwendigkeiten neu abzustimmen haben. Vor allem die Prüflingenieure erfüllen dabei, so zeigt der folgende Beitrag mit einem konkreten Beispiel, eine wichtige Sicherheits-Funktion. Die folgenden Ausführungen sollen – aus der Sicht eines Prüflingenieurs – deshalb Anregungen für die Situation geben, in der sich nach elektronischen Berechnungen relativ hohe Materialausnutzungen ergeben, weil statische Randbedingungen jetzt „genau“ und „wirklichkeitsnah“ berücksichtigt werden können. Dadurch wird es umso wichtiger, daß die Annahmen der statischen Berechnungen in den Detailpunkten – einige davon werden hier aufgezeigt – auch auf den Ausführungszeichnungen sichtbar sind und vor Ort auf der Baustelle wirklich umgesetzt werden.



Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel studierte Bauingenieurwesen an der TH Darmstadt und ist seit 1961 im Ingenieurbüro Grassl in Hamburg tätig. Er ist Mitarbeiter mehrerer Gremien beim DIN, DIBt und BÜV und seit 1975 als Beratender Ingenieur auch Prüflingenieur für Baustatik aller Fachrichtungen.

1 Einführung

Traggerüste dienen der Unterstützung eines Bauteiles während der Herstellung eines Bauwerkes. Handelt es sich hierbei um die tragende Form für den Frischbeton eines Überbaues, wird dieses meist Lehrgerüst, im Falle des Einsatzes für Zwischenzustände von Fertigbauteilen, wie Stahlsegmenten, meist Montagegerüst bezeichnet. Zur Gruppe der Gerüste gehören auch die Arbeits- und Schutzgerüste, die hier nicht näher behandelt werden sollen, wenn auch viele der nachfolgenden Punkte auch bei diesen Gültigkeit haben.

Grundlage für Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Traggerüsten ist die DIN 4421, mit der später veröffentlichten Anpassungsrichtlinie an die Normenreihe 18.800. Erwähnt sei der Vollständigkeit wegen auch DIN 4420 für Arbeits- und Schutzgerüste. Diese Vorschriften sind gültig bis zur Einführung der in Vorbereitung befindlichen europäischen Normen EN 12812 (Traggerüste) und EN 12813 (Stützentürme). Das Grundkonzept und das hohe Sicherheitsniveau der DIN 4421 ist durch intensive deutsche Mitarbeit dabei weitgehend berücksichtigt worden.

Im Gegensatz zu den meisten Bauwerken sind Traggerüste im Regelfall auf der Lastseite relativ hoch ausgenutzt. Andererseits handelt es sich um kurzzeitig zum Einsatz kommende Konstruktionen, was zu abgekürzten Nachweisen und vereinfachten Darstellungen verleiten kann, und es handelt sich um wiederholt zum Einsatz kommende Gerüstbauteile, was bei diesen zu Abnutzungen und Transportschäden führen kann.

In diesem Spannungsfeld haben die aufstellenden und prüfenden Ingenieure eine große Verantwortung übernommen, wenn sie sich immer wieder neu zwischen wirtschaftlichen und technischen Notwendigkeiten abzustimmen haben. Die folgenden Ausführungen sollen dazu Anregungen aus der Sicht eines Prüflingenieurs geben.

2 Ausführungsunterlagen und Ausführung – Einbindung des Prüfengeieurs

Es ist eine Eigenart des Traggerüestes, daß an der Aufstellung der Ausführungsunterlagen meist mehrere Tragwerksplaner mitwirken (Abb. 1).

Das Obergerüst, bestehend aus Schalung und Kantholzkonstruktion, wird meist von der Baufirma selbst oder heute mehr und mehr von Spezialfirmen für die Herstellung von Holzbindern technisch bearbeitet.

Das eigentliche Traggerüst, beginnend OK Längsträger bis UK Fußspindeln, wird von den Baufirmen meistens an eine Gerüstbaufirma vergeben, die dann meist auch die technische Bearbeitung durchführt. Die Gründung wird meist von der Baufirma selbst bearbeitet.

Zu dieser Dreiteilung der technischen Bearbeitung gesellt sich noch der Tragwerksplaner des eigentlichen Bauwerkes hinzu, der Einzelheiten für die Geometrie, für die Bauzustände, für Betonierfolge und Vorspannung und den Zeitpunkt des Traggerüstabsenkens zu ermitteln hat.

Damit alle vier Beiträge nahtlos zusammen passen und sich nicht widersprechen, verlangt die DIN 4421 unter Pkt. 7.3.2 vom Unternehmer des einzurüstenden Bauwerkes die Benennung eines technischen Koordinators, der auf allen Ausführungsunterlagen seine Tätigkeit durch Unterschrift bestätigen muß. Die Prüfengeiure sind übrigens gut beraten, diesen Koordinator nach DIN 4421 bei seiner wichtigen Aufgabe zu unterstützen, indem sie diesen über das Prüfgeschehen, insbesondere über schwerwiegende Einwände, auf dem Laufenden halten.

Der Koordinator reicht die Unterlagen beim Prüfengeieur ein. Es hat sich gezeigt, daß ein Beginn der Prüfung tatsächlich erst sinnvoll ist, wenn die Unterlagen vollständig sind.

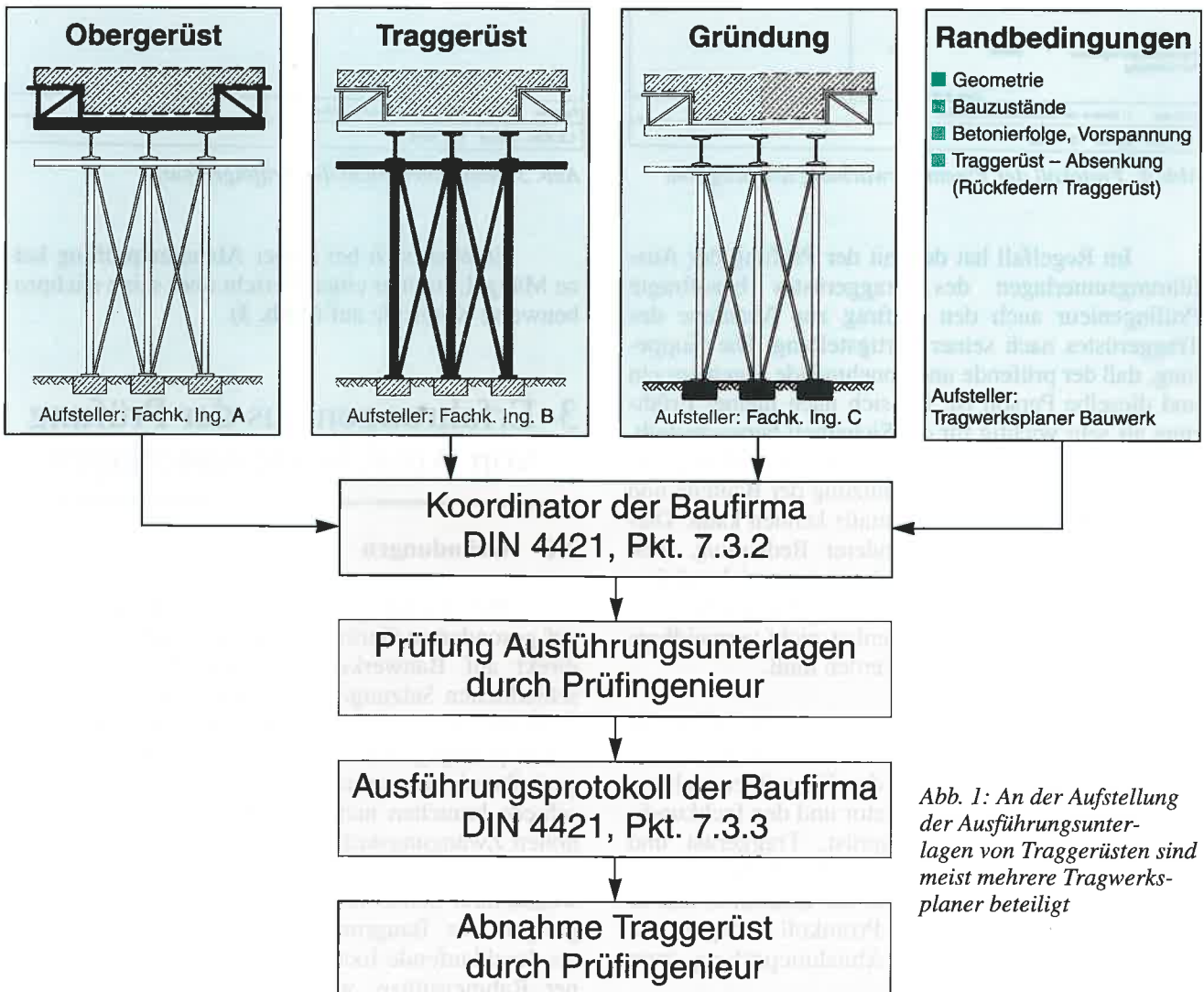


Abb. 1: An der Aufstellung der Ausführungsunterlagen von Traggerüsten sind meist mehrere Tragwerksplaner beteiligt

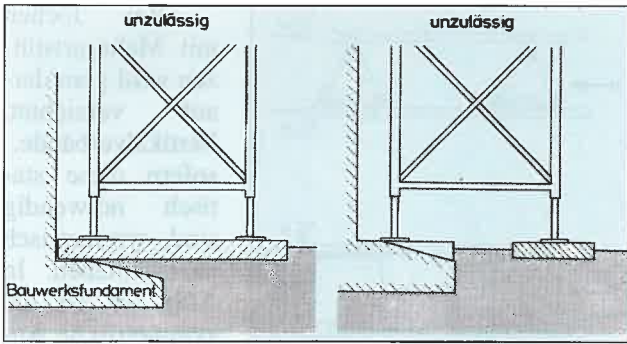


Abb. 4: Unterschiedliche Setzungen der Traggerüststützen

schiedlich gegründet, so können aber bereits 2-3 mm Setzungsunterschied zwischen den einzelnen Rahmenstielen zu Spannungsüberschreitungen führen.

Ausmittigkeiten, wie diese in **Abb. 5** etwas überzogen dargestellt sind, lassen sich im Traggerüstbau praktisch nicht vermeiden; nur in den statischen Berechnungen wird dieser Tatbestand meistens nicht berücksichtigt. Würde man von vornherein ungewollte Außermittigkeiten von beispielsweise ± 10 cm bei den Nachweisen der Grundbruchsicherheiten und der Pfahljochträger erfassen, würden sich realistische Fundamentabmessungen bzw. sinnvolle Aussteifungen der Jochträger an den Orten der außermittigen Stützen statisch von selbst ergeben.

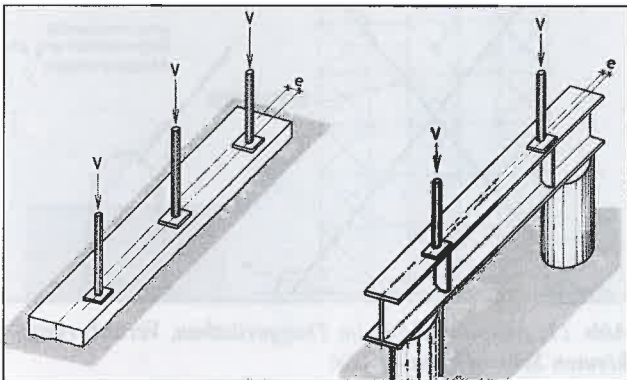


Abb. 5: Ausmittigkeiten lassen sich meist nicht vermeiden

Aus wirtschaftlichen Gründen bevorzugen die Baufirmen Rahmenstützen entsprechend **Abb. 6** mit je einem Einzelfundament unter jedem Stiel. Bei den kleinen Fundamentabmessungen wirken sich hier ungewollte Außermittigkeiten stark aus. Wegen der außergewöhnlich großen Empfindlichkeit der Rahmenstützen auf unterschiedliche Setzungen der Einzelstiele ist eine gemeinsame Fundamentplatte für alle vier Stiele einer Rahmenstütze zu bevorzugen.

Vorsicht ist geboten, vertikale Lasten aus dem Betongewicht planmäßig über Reibung abzuleiten. Nachträglich aufbetonierte

Betonkeile auf schrägen Bauwerksfundamenten ohne jede Sicherung, wie sie in **Abb. 7** links dargestellt sind, können in der hier dargestellten großen Neigung nicht anerkannt werden. Erforderlich ist in diesen Fällen ein Nachweis der Gleitsicherheit 1,5 mit den minimalen Reibbeiwerten der Tabelle 7 DIN 4421. Ohne weiteres möglich ist die in Bildmitte dargestellte Verdübelung der Betonkeile mit den Bauwerksfundamenten, oder die Herstellung einer von vornherein annähernd horizontalen Fundamentoberkante gemäß Darstellung ganz rechts.

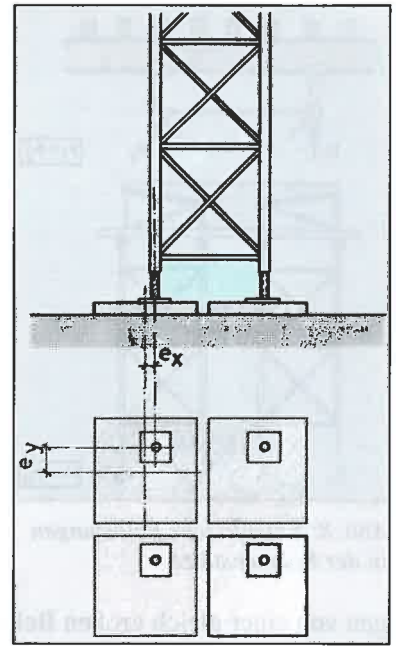


Abb. 6: Rahmenstützen mit Einzelfundamenten, ungünstige Exzentrizitäten

3.2 Stützen

Bei der Lastermittlung für die Stützen sind unter anderem folgende Einflüsse zu beachten:

- Gegenüber Einfeldsystemen erhöhte Auflagerkräfte bei Durchlaufwirkung.
- Erhöhung der Auflagerkräfte in den Endlagern von Durchlaufträgern, wenn infolge des Betonierablaufes Vollast nur der Randfelder auftritt.
- Belastende Vertikalkräfte in den Stützen infolge Windes und horizontalen Betondrucks.
- Stützenkräfte infolge der Vorspannung in Abspannungen.

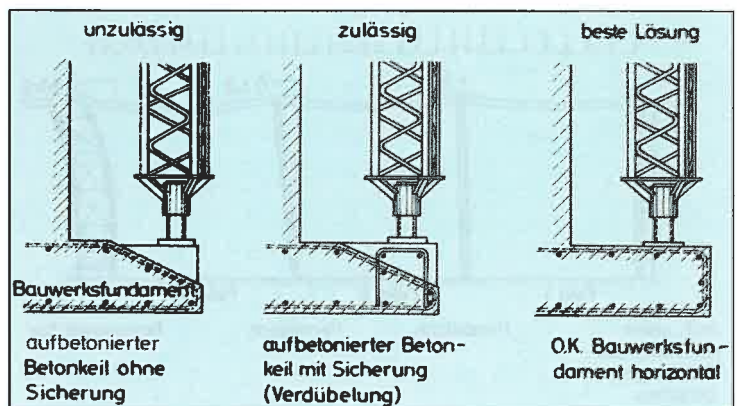


Abb. 7: Maßnahmen an Bauwerksfundamenten zur Aufstellung von Gerüststützen

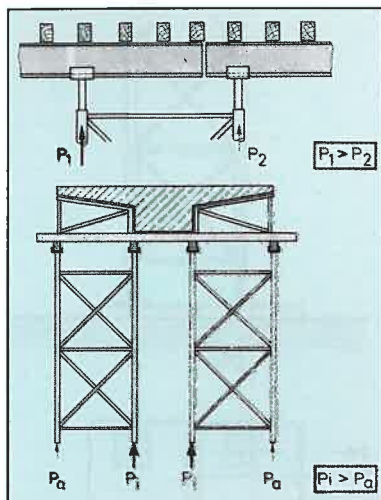


Abb. 8: Exzentrische Belastungen in der Rahmenstütze

■ Umlagerungen der Eigengewichte aus den Überbaukragerm zu den Traggerüststützen unter den Hauptträgern hin, wenn Plattenvorspannung vor der Hauptträgervorspannung aufgebracht wird.

Bei den Rahmenstützen ist zu beachten, daß ihre zulässige Belastung in den meisten Typenprüfungen von einer gleich großen Belastung aller Stiele der Rahmenstütze ausgeht. Exzentrische Belastungen sind nach meiner Kenntnis zusätzlich nur in einer einzigen Typenberechnung, nämlich der für die Hünnebeckrahmenstütze JD-15, erfaßt. Sie treten aber laufend in der Praxis auf. In Abb. 8 oben entsteht die Exzentrizität in der Rahmenstütze durch ungleiche Trägerlängen, in der Darstellung unten durch die ungleichen Betondicken innerhalb des Brückenquerschnitts.

Die Abb. 9 soll darauf hinweisen, daß horizontale Wege von Stützenköpfen durch Verformungen in der Trägerlage, z.B. infolge Temperatur, eintreten können und bei großen Verformungen auch statisch zu beachten sind. Im dargestellten Fall sind zur Kopfhaltung der Pendeljoche die Träger durch Knaggen unverschieblich auf den Stützen gehalten. Schiefstellungen und Verformungen in den Stützen durch Verschiebung der Rüstträger können auch eintreten, wenn die Träger mit einem Überbau verbunden sind, dessen Festpunkt weiter entfernt ist. Auf ein solches Beispiel wird später noch eingegangen.

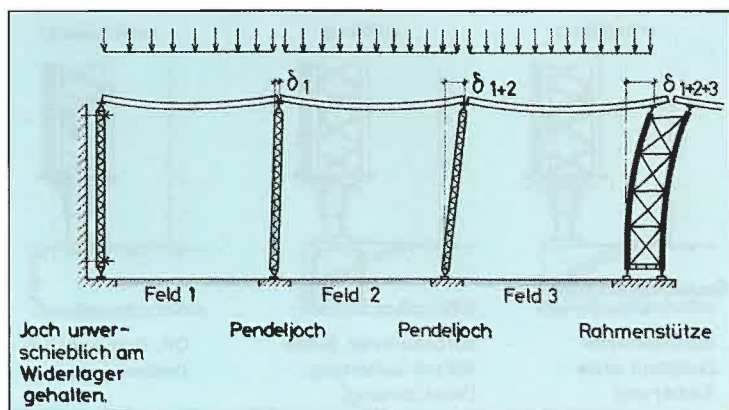


Abb. 9: Horizontale Wege der Stützenköpfe durch Verformungen in der Trägerlage

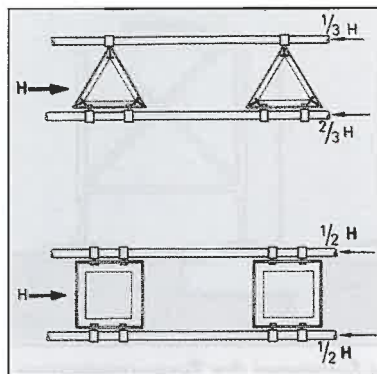


Abb. 10: Symmetrische Anordnung von Verbänden bei Mehrgurtstützen

Bei Jochen mit Mehrgurtstützen wird gern darauf verzichtet, Vertikalverbände, sofern diese statisch notwendig sind, symmetrisch anzuschließen. In Abb. 10 ist die symmetrische Anordnung dargestellt. Der unsymmetrischen Anordnung kann ohne näheren Nachweis nicht zugestimmt werden.

Abspannungen, wie in Abb. 11 dargestellt, werden im Traggerüstbau oft eingesetzt. Manchmal wird statisch zur Ableitung der Horizontalkräfte eine gemeinsame Tragwirkung von Abspannungen und Rohrkopplungsverbänden oder Rahmenstützen innerhalb eines Joches angenommen, was Grenzuntersuchungen mit gegensätzlich extremen Schubsteifigkeiten erforderlich macht.

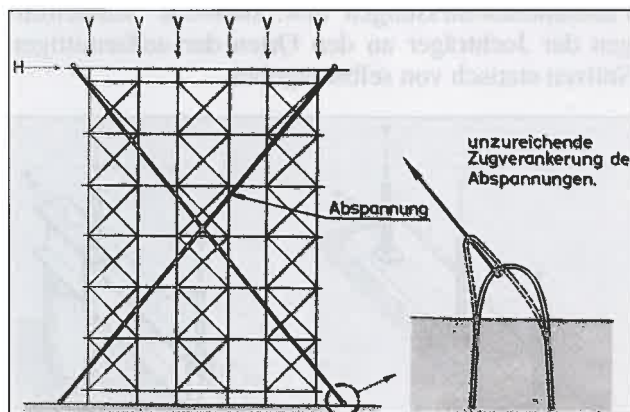


Abb. 11: Abspannungen im Traggerüstbau, Verankerungen können Schwachpunkte sein

3.3 Trägerlagerungen

Abb. 12 zeigt einige typische Fälle von Trägelagerungen. Werden Träger, wie im Bild links oben dargestellt, in einer Flucht liegend angeordnet, sind Exzentrizitäten in den Jochträgern, insbesondere bei Vollast nur eines Feldes im Betonierzustand, unausbleiblich. Auch sind die Flansche der Jochträger an den Auflagerpunkten der Träger zusätzlich auszusteuern. Die zentrische Lagerung im Bild links unten ist vorzuziehen.

Sorgen bereitet allgemein die Auflagerung von Rüstträgern auf breiten oder schief angeordneten Jochträgern. Die Abmessung der Auflagerkonstruktion läßt nämlich eine zentri-

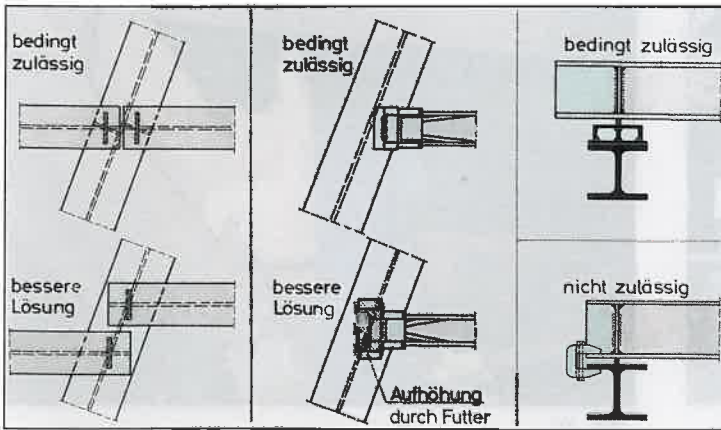


Abb. 12: Typische Trägerauflagerungen

sche Auflagerung auf dem Jochträgersteg, wie in Bildmitte oben dargestellt, oft nicht zu. Exzentrizitäten und Flanschbiegungen sind dann statisch zu verfolgen. Eine Abhilfe ist z.B. durch Aufhöhung der Auflagerkonstruktion mit ausgesteiften Profilstücken möglich, wie dieses in Bildmitte unten angedeutet wurde.

Die Auflagerkonstruktion im Bild rechts oben kann in dem unausgesteiften U-Profil zu Überbeanspruchungen führen. In dem Fall rechts unten wird der Auflagerdrehwinkel des Längsträgers dem Querträger als Torsionsverdrehung übergeben. Diese Ausführung ist daher unzulässig.

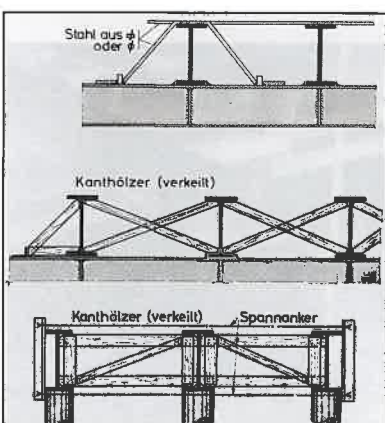


Abb. 14: Geeignete Möglichkeiten für Gabellagerungen

Abb. 13 zeigt ungeeignete Lösungen zur Herstellung von Gabellagerungen. Hartholzauskeilungen sind wegen der Schwind- und Quellmaße der Hölzer auszuschließen. Rohrstützen oder eingesetzte Spindeln stellen im Grunde Pendel dar und können ein seitliches Ausweichen des oberen Flansches nicht wirksam verhindern.

Geeignete Lösungen zur Sicherstellung von Gabellagerungen in Auflagerlinien können demgegenüber stahlbaummäßig ausgeführte Verbände sein, oder, wie in **Abb. 14** dargestellt, bei kleineren Stützweiten und geringeren Beanspruchungen Verbände aus Kanthölzern. Die Kanthölzer müssen sorgfältig eingepaßt und verkeilt sein; die Verkeilungen sind vor und während des Betonierens auf festen Sitz zu kontrollieren. In den dargestellten Beispielen wurde vorausgesetzt, daß die Stegdruckspannungen im Auflagerpunkt keine Auflagersteifen erforderlich machen.

Kippsicherung der Längsträger sowie Ableitung von Horizontalkräften machen darüber hinaus oft Horizontalverbände in der Obergurtebene der Längsträger erforderlich. Diese und die dargestellten Vertikalverbände in den Auflagerlinien sind mit folgenden Kräften nachzuweisen.

- Stabilisierungskräfte für Kippsicherung unter Beachtung der ungewollten Schiefstellung der Längsträger,
- Horizontalkräfte aus planmäßigen Schiefstellungen der Träger, z.B. infolge Brückenquerneigung,
- Wind und Betondruck.

In den Spannungsnachweisen der Längsträger ist die Gurtwirkung der Längsträger innerhalb dieses Horizontalverbandes zu berücksichtigen (Wind ist Hauptlast!). Alle Kräfte sind bis über die Auflagerfugen der Längsträger hinweg zu verfolgen.

4 Erkenntnisse aus Baukontrollen

Traggerüste weisen oft konstruktive Mängel in beispielsweise folgenden Punkten auf.



Abb. 15

4.1 Spindeln, Futterstapel

Keine ausreichend zentrische Lagerung bei Spindeln, Pressen und Futterstapel (**Abb. 15**).

4.2 Auflagerfugen von Stützen

Nicht ausreichend ebene Aufstandsflächen für Stützenfüße, da z.B. Futterplatten nicht vollflächig vorhanden sind (**Abb. 16**).



Abb. 16

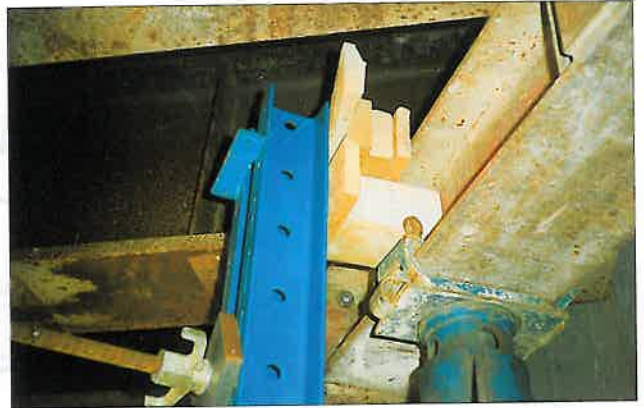


Abb. 19



Abb. 17



Abb. 20



Abb. 18

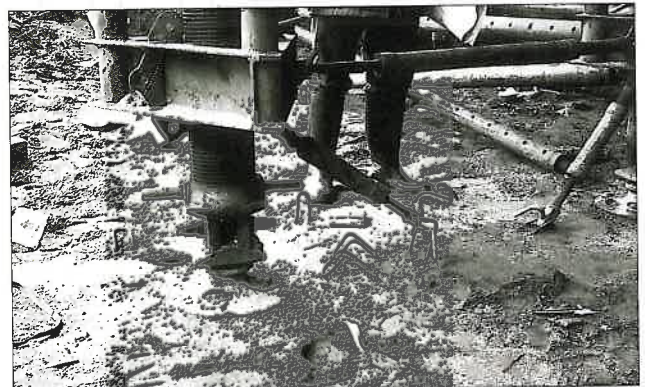


Abb. 21

Fehlende Verbindungen zur Ableitung von Horizontalkräften von den Stützenfüßen bis in den Baugrund (Abb. 17).

Zu „weiche“ und – weil außerdem nicht in Kontakt stehend – unwirksame Bauteile zur Übernahme von Horizontalkräften (Abb. 18).

4.3 Holzkeile

Gegen Herausfallen ungesicherte Holzkeile (Abb. 19).



Abb. 22

Am Rand der Auflagerfläche eingesetzte Holzkeile, die zu Hohlstellen in den übrigen Teilen der Auflagerfläche führen (Abb. 20).

4.4 Zugverankerungen in Beton

Unwirksame Ankerschlaufen, da in die verkehrte Richtung weisend einbetoniert (Abb. 21).



Abb. 23

Zu schwache Ankerschlaufen mit außerdem nicht ausreichend tiefer Einbindung in den Fundamentbeton.

Zur Seite gebogene Ankerschlaufen, die so als Zugverankerung des Stützenturmes funktionslos sind (Abb. 22).

4.5 Trägerlagerungen

Exzentrisch aufliegende Träger durch Maßungenauigkeiten in den Trägerlängen (Abb. 23).

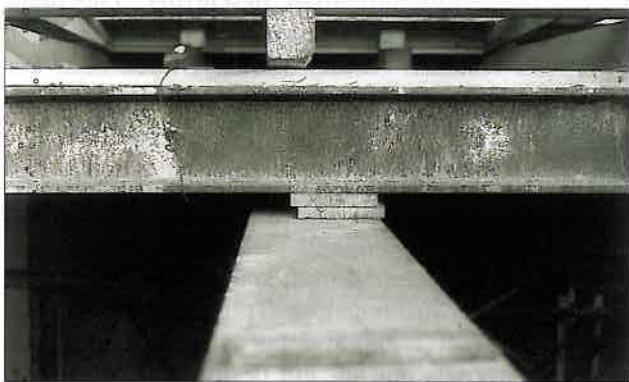


Abb. 24



Abb. 25



Abb. 26

Außermittige Anordnung von Futterstücken bzw. Kippleisten in Auflagerpunkten von Trägern (Abb. 24).

Nicht nachgewiesene Beanspruchungen in Kopfplatten und Spindeln durch ungenaues Auflegen von Balken oder Trägern (Abb. 25).

Senkrechte Winkelprofile zwischen den Flanschen sind kein ausreichender Ersatz für Stahlschotte (Abb. 26).

4.6 Rohrkupplungsverbände

In den statischen Nachweisen und Ausführungszeichnungen nicht behandelte „Kupplungsstapel“ (Abb. 27).



Abb. 27

Durch Anschluß von Einzelrohren weitab von den Knotenpunkten unkontrollierte Biegemomente und Weichheiten in den Verbänden (Abb. 28).



Abb. 28

Das Rohrende muß mindestens 5 cm Überstand bis zur Kupplung haben (Abb. 29). Andernfalls wird das Rohr – wie hier erkennbar – durch die Kupplung deformiert (Abb. 30).

4.7 Stützen

Stützen sollten auf lotrechte Stellung überprüft werden (Abb. 31).



Abb. 29

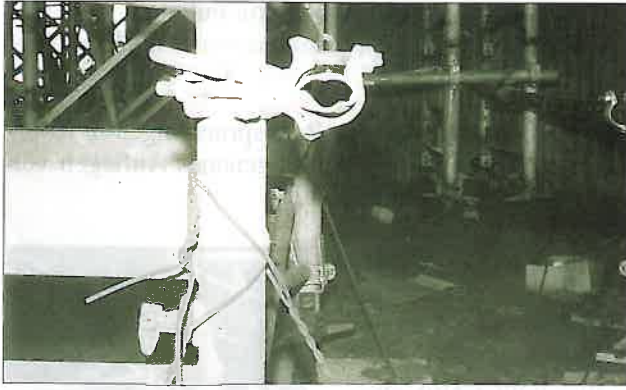


Abb. 30



Abb. 31

Stützenfüße sollten jederzeit kontrollierbar sein, und nicht unter Wasser stehen (Abb. 32).

Zusatzbelastungen aus Böschungsbruch sind auszuschließen (Abb. 33).

Stützenköpfe müssen mittig unter den Jochträgern liegen (Abb. 34).



Abb. 32



Abb. 33



Abb. 34

5 Zwei Beispiele aus der Praxis eines Prüfsachverständigen

5.1 Erkenntnisse aus einer aktuellen Prüfung

Aus der laufenden Prüftätigkeit sei über einen Fall aus meinem Büro berichtet, der die Bedeutung der Tätigkeit des Prüfsachverständigen deutlich macht. Vorgelegt wurde ein Traggerüst mit einer Gerüststütze, für die eine Typenprüfung besteht. In dem Typenprüfbericht werden zwei Einsatzfälle für die Stütze genannt:

Fall 1: „Jochträger unverdrehbar gehalten“

Kleine Knicklänge L1 führt zu höherer Tragfähigkeit R1 der Stütze

Fall 2: „Jochträger um Längsachse verdrehbar“

Große Knicklänge L2 führt zu niedrigerer Tragfähigkeit R2 der Stütze.

Meine Einwände dazu sind:

- Die Tragfähigkeitsdiagramme NRK[KN] in Abhängigkeit von der Systemhöhe H [m] sind in dem Typenprüfbericht untereinander vertauscht worden und somit fehlerhaft beschriftet: Die hohe Tragfähigkeit wurde irrtümlich dem Fall 2 mit der großen Knicklänge zugeordnet. Dieses hatte im vorliegenden Fall zu dem Fehler einer um 18 % zu hohen zulässigen Stützentragfähigkeit geführt.
- Die im Typenprüfbericht genannte Randbedingung für den statisch günstigeren Fall 1 mit erhöhter Stützentragfähigkeit durch unverdrehbare Jochträger ist baupraktisch kaum realisierbar, weil hier die verformungslose Trägerlage Voraussetzung ist. Fall 1 müßte daher zum Sonderfall gemacht werden, der nur mit bestimmten Auflagen, die möglichst an Beispielen klar definiert sein müßten, angewendet werden darf. Regelfall ist demnach der Fall 2 mit der geringeren Stützentragfähigkeit.
- Alle vorgenannten Fallunterscheidungen und verwirrenden Bedingungen für den Aufbau entstehen, weil diese Stütze keine Kugelkalotten an Kopf- und Fußspindel aufweist. Im Gegenteil, es sollen die fehlenden Kugelgelenke im Fall 1 für eine Steigerung der Tragfähigkeit erhalten.

Das typenprüfende Landesamt für Baustatik hat mir dazu geschrieben:

„Die unterschiedliche Numerierung der beiden Anwendungsfälle im Prüfbericht und in den Traglastgrafiken ist ein sehr bedauerlicher Fehler. Ich werde für eine Berichtigung sorgen.“

Die Schwierigkeiten des richtigen Einsatzes ergeben sich aus der Verwendung von Kippgelenken statt Kugelgelenken in der Stütze, weil diese eine Lastzentrierung nur in einer Richtung leisten.

Es ist gut, wenn Sie die Fachöffentlichkeit auf dieses Problem hinweisen."

Was ich hiermit getan habe.

Zusammenfassend ist aus diesem Beispiel zu entnehmen:

- Der Prüfenieur ist eine wichtige, unentbehrliche Instanz zur Sicherstellung der Standsicherheit.
- Bei Typenprüfungen und Zulassungen sind Druckfehler nicht auszuschließen und Fehlinterpretationen der Formulierungen möglich. Der Prüfenieur muß zumindest den technischen Hintergrund kennen oder hinterfragen.
- Die Typenprüfungen sollen eigentlich eine Vereinfachung für den Anwender (Aufsteller und Prüfer) mit sich bringen. In diesem Fall ist die Anwendung jedoch viel zu kompliziert und fehleranfällig.



Abb. 35: Der Autor hatte als Sachverständiger diesen Einsturz eines Traggerüstes zu beurteilen

Der zu betonierende Spannbetonüberbau ist ein Durchlaufträger über viele Felder. Der Überbau wurde feldweise auf einem konventionellen Traggerüst betoniert, in dem jeweils an den Betoniergrenzen Koppelfugen angeordnet wurden (Abb. 36).

Der Festpunkt der Brücke liegt etwa in Brückenmitte, hier ist auch der 1. Betonierabschnitt.

Eingestürzt ist der letzte Betonierabschnitt vor einem der beiden Widerlager. Das Traggerüst besteht aus paarweise zusammengestellten Stützenjochen. Ein Stützenjochpaar befindet sich jeweils in der Pfeilerachse und eines etwa in Feldmitte des zu betonierenden Abschnittes. Alle Stützenjochstellen in

5.2 Lehren aus einem Schadensfall

Bei diesem Schadensfall handelt es sich um den Einsturz eines Traggerüstes, dessen Ursache ich als Sachverständiger zu beurteilen hatte (Abb. 35).

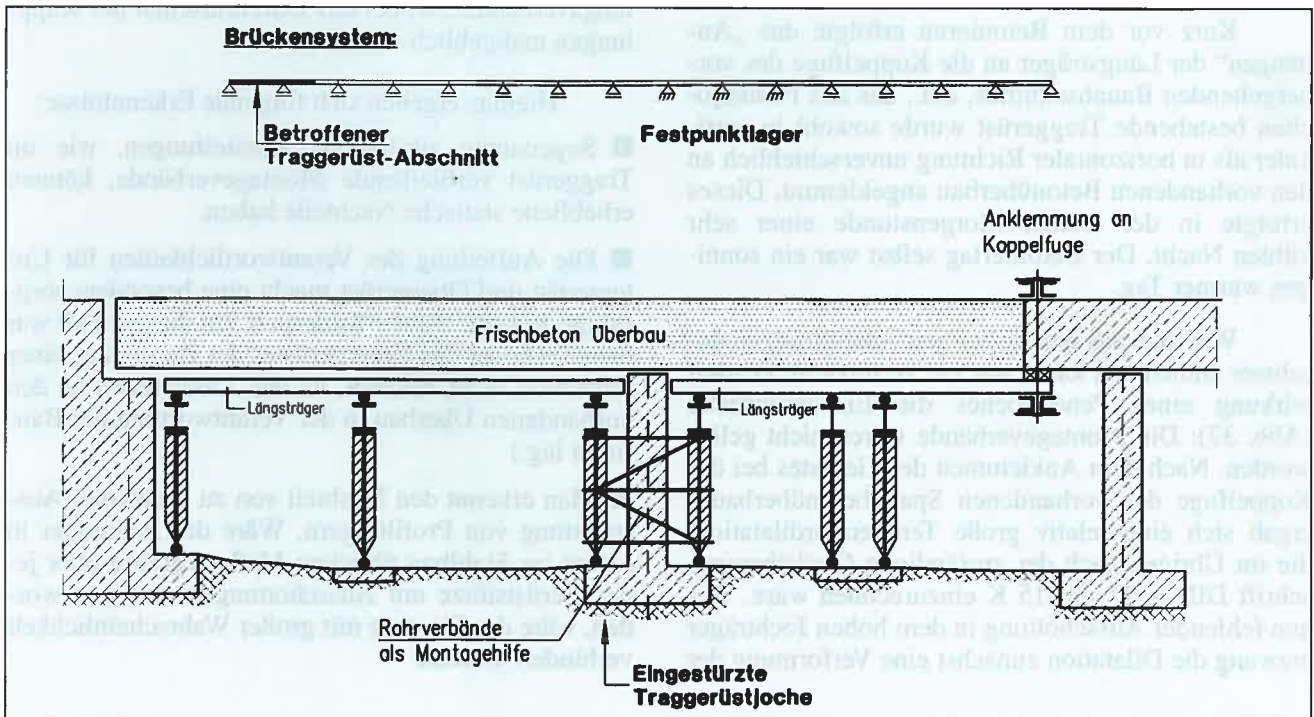


Abb. 36: Die horizontale Kopfhalterung der Pendeljoch erfolgt statisch gesehen über Gelenkpunkte an Unterkante Längsträger. Die Längsträger der beiden Brückenfelder sind über dem Pfeiler aneinandergeschnitten. Montageverbände wurden vor Betonieren nicht gelöst.

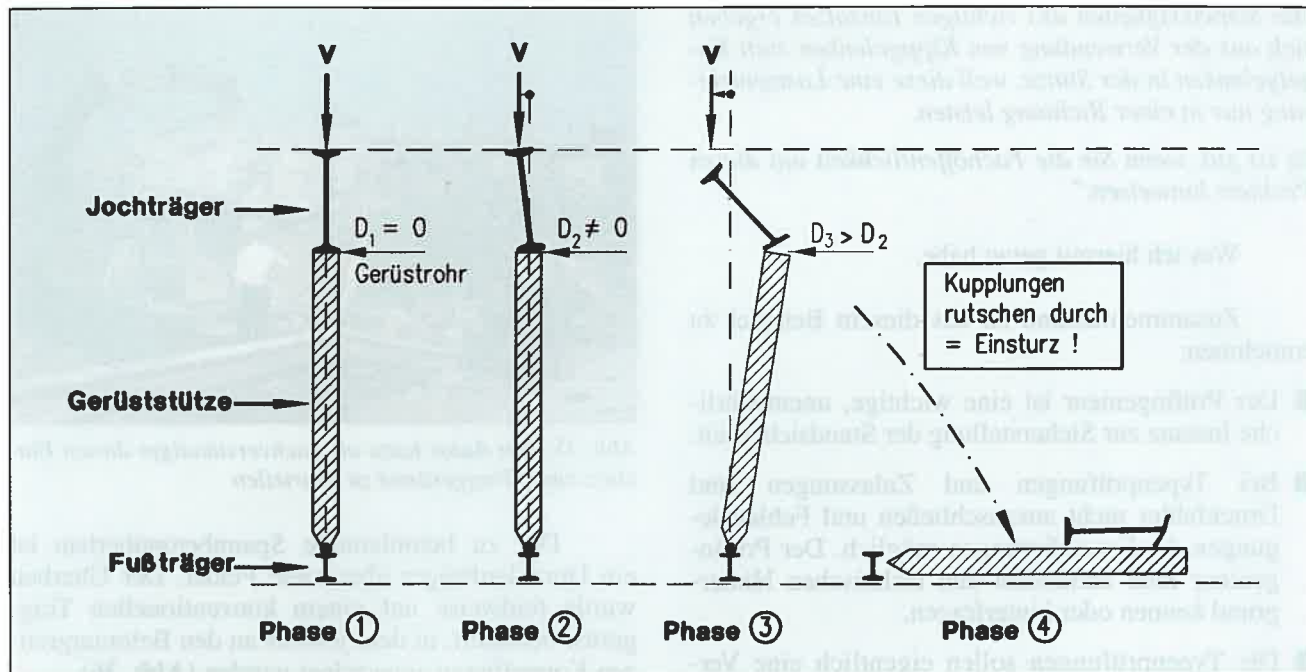


Abb. 37: Einsturzursache war die Verhinderung der Pendelwirkung eines Pendeljochs

Brückenansicht gesehen Pendelwände dar. Wie im Traggerüstbau üblich, wurden auch im vorliegenden Fall die paarweise zusammenstehenden Pendeljochs konstruktiv in Brückenlängsrichtung durch Rohrkupplungsverbände miteinander verbunden, um sie im Montage- und Leerzustand gegen Umfallen zu sichern. Die Jochträger waren als Profilträger IP 500 ausgeführt worden, ein ungewöhnlich hohes Profil.

Kurz vor dem Betonieren erfolgte das „Anhängen“ der Längsträger an die Koppelfuge des vorhergehenden Bauabschnittes, d.h., das aus Pendeljochs bestehende Traggerüst wurde sowohl in vertikaler als in horizontaler Richtung unverschieblich an den vorhandenen Betonüberbau angeklemt. Dieses erfolgte in der frühen Morgenstunde einer sehr kühlen Nacht. Der Betoniertag selbst war ein sonniger, warmer Tag.

Wie man aus den bisherigen Ausführungen unschwer entnehmen kann, war die verhinderte Pendelwirkung eines Pendeljochs die Einsturzursache (Abb. 37): Die Montageverbände waren nicht gelöst worden. Nach dem Anklemen des Gerüsts bei der Koppelfuge des vorhandenen Spannbetonüberbaues ergab sich eine relativ große Temperaturdilatation, die im Übrigen nach der zuständigen Gerüstbauvorschrift DIN 4421 mit 15 K einzurechnen wäre. Wegen fehlender Ausschottung in dem hohen Jochträger erzwang die Dilatation zunächst eine Verformung der

Jochträgerstege. Gerüststütze und Kippelleiste des Jochträgers stehen nicht mehr lotrecht übereinander, es ergibt sich ein Knickwinkel zwischen Jochträgerstege und Gerüststütze. Dieses System war auch stand-sicher, solange die dabei entstehende horizontale Umlenkkraft in Höhe des Rohrkupplungsverbandes von diesem aufgenommen wurde. Es kam dann aber zu einem plötzlichen Ausweichen dieses Rohrkupplungsverbandes, wobei das Durchrutschen der Kupplungen maßgeblich wurde.

Hieraus ergeben sich folgende Erkenntnisse:

- Sogenannte zusätzliche Aussteifungen, wie im Traggerüst verbleibende Montageverbände, können erhebliche statische Nachteile haben.
- Die Aufteilung der Verantwortlichkeiten für Untergerüst und Obergerüst macht eine besonders sorgfältige Koordination erforderlich. (In diesem Fall war dem Verfasser des Untergerüsts der Zwang aus einer Dilatation nicht bekannt, da das Anklemen an den vorhandenen Überbau in der Verantwortung der Bau-firma lag.)
- Man erkennt den Nachteil von zu sparsamer Ausschottung von Profilträgern. Wäre der Jochträger in einem im Stahlbau üblichen Maß sorgfältig über jeder Gerüststütze mit Ausschottungen versehen worden, wäre der Einsturz mit großer Wahrscheinlichkeit verhindert worden.

Zusammenarbeit ist wesentlich sinnvoller als ein Gegeneinander

Probleme bei der Prüfung und Abnahme von Traggerüsten aus der Sicht einer ausführenden Firma

Es gibt wohl kaum einen anderen Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus, in dem der Einfluß des Prüffingenieurs so groß ist, wie im Traggerüstbau. Für den Gerüstbau-Unternehmer ergibt sich daraus der Zwang zu einer sehr weitgehenden Kooperation, aber auch zu einiger Toleranz und häufiger Geduld. Drei Kategorien von Prüffingenieuren charakterisiert der Autor des folgenden Beitrags: den Praktiker, den Theoretiker und das Ekel. Wer ihm der am nächsten stehende ist, dürfte klar sein. Weil es aber auch viele Vertreter der beiden anderen Spezies zu geben scheint, macht der Autor in dem folgenden Beitrag einige bedenkenswerte Vorschläge für eine Verbesserung der Zusammenarbeit zwischen den Prüffingenieuren und den Gerüstbauern.

Dipl.-Ing. Thomas Weise



studierte Bauingenieurwesen an der Ruhr-Universität Bochum mit Vertiefungsrichtung Stahlbau; von 1978 bis 1987 war er Statiker und Projektingenieur im elterlichen Gerüstbaubetrieb, der C.O. Weise GmbH & Co. KG in Dortmund, seit 1987 ist er dort Geschäftsführer; seit 1998 ist er der Vorsitzende des Arbeitskreises

Technik im Bundesverband Gerüstbau und Vorstandsmitglied der Arbeitsgemeinschaft Selbständiger Unternehmer (ASU).

1 Einführung

Beim Bau von Stahl- und Spannbetonbrücken werden häufig Traggerüste eingesetzt, die, durch einige Unfälle mit diesen provisorischen Konstruktionen, besondere Aufmerksamkeit erregt haben. Traggerüste im Brückenbau (Abb. 1.1 und Abb. 1.2) sind heute fast immer Stahlkonstruktionen aus z.T. vorgefertigten Bauteilen, die grundsätzlich von Prüffingenieuren geprüft und vor dem Betonieren abgenommen werden.



Abb. 1.1:
Traggerüst aus
Lasttürmen



Abb. 1.2:
Schweres Traggerüst

2 Kaufmännische Besonderheiten

Für den Gerüstbauunternehmer spielt die Prüfung durch einen ihm meist vorgeschriebenen Prüfingenieur eine wesentliche Rolle. Wenn die Bauindustrie heute beklagt, daß es zunehmend Funktionsausreibungen für Brückenbauwerke oder sogar ganze Strecken gibt, so ist dies für das Gewerk Traggerüstbau von je her so gewesen.

In Ausschreibungen von Brücken werden kleinste Details, wie zum Beispiel „3 Stück Brückeneinlauf Typ ‚Passavant‘“ und „5 Meter PVC Hartrohr, Durchmesser 100 mm“, beschrieben. Darauf folgt die Position: „1 Stück Traggerüst für das gesamte Bauwerk, einschl. Gründung, Schutzabdeckung im Verkehrsbereich, Anfahrschutz, nach statischen und sicherheitstechnischen Erfordernissen herstellen, für die Dauer der Bauzeit.“

Das bedeutet, daß schon im Submissionsstadium mehrere Pläne bearbeitet werden müssen und daß Vorberechnungen, Materialauszüge und entsprechende Kalkulationen für die Teilbereiche Transport, Vorhaltung, Montage, Demontage und technische Bearbeitung, erstellt werden müssen.

Hier wird deutlich, daß dieses Gewerk besondere finanzielle Risiken für die Unternehmer aufweist. Ein zusätzliches Risiko ist der Prüfingenieur, der meist vom Auftraggeber der Brücke festgelegt wird, aber vom Bauunternehmer bezahlt werden muß.

Da die Planung und Konstruktion von Traggerüsten meistens auf dem kritischen Weg für die Fertigstellung des Bauwerkes liegt, geschieht sie oft unter Zeitdruck, und auch die Prüfung muß in möglichst kurzer Zeit erledigt sein. Trotzdem muß ein hohes Sicherheitsniveau gewährleistet werden.

Die Unternehmer sind also darauf angewiesen, möglichst kurzfristig eine Freigabe der Unterlagen und eine Abnahme der montierten Konstruktion durch den Prüfingenieur zu erhalten.

Schon aus terminlichen Gründen bleibt ihnen bei Meinungsverschiedenheiten meist nur, auf die Wünsche und Forderungen des Prüfingenieurs einzugehen, auch wenn sie diese für nicht richtig und überflüssig halten.

Aus der Sicht der Traggerüstfirma lassen sich mehrere Typen von Prüfingenieuren unterscheiden:

Typ I: Der Praktiker

Er verfügt über erhebliche baupraktische Erfahrung und Fachpersonal. Prüfungen und Abnahmen werden fachkundig und schnell erledigt. Es werden vernünftige Verbesserungen vorgeschlagen, Fehler werden schnell gefunden, diskutiert und gemeinsam abgestellt.

Typ II: Der Theoretiker

Er hält sich lange bei der Prüfung der Unterlagen auf, verlangt wissenschaftliche Nachweise, hat meist junges, sehr theoretisch ausgebildetes Personal. Bei der Abnahme werden Fehler meist nicht erkannt. Er hält sich oft an unwichtigen Kleinigkeiten auf.

Typ III: Das Ekel

Er will sich offensichtlich einen „Namen“ bei der Bauherrschaft dadurch machen, daß er besonders viele „Mängel“ entdeckt und diese auch kontinuierlich dokumentiert. Bereits nach dem Erhalt der technischen Bearbeitung zur Prüfung, gibt es den ersten schriftlichen Prüfvermerk, der natürlich sofort, nicht nur dem Aufsteller der technischen Unterlagen, sondern auch dem „Amt“ zugeschickt wird. Schon ein kurzes Telefongespräch hätte viele Punkte klären können, aber das scheint nicht erwünscht zu sein. Also folgen dem ersten, sehr unvollständigen, aber sehr schnellen, Prüfvermerk, zwei bis drei andere, weil immer wieder neue Erkenntnisse gewonnen werden, die zu neuen Auflagen führen.

Es gibt wohl keinen anderen Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus in dem der Einfluß des Prüfingenieurs so groß ist, wie im Traggerüstbau. Es kommt immer wieder vor, daß auch erfahrene Ingenieure von qualifizierten Traggerüstbaufirmen Prüfberichte mit zusätzlichen Anforderungen und zahlreichen Mängelpunkten erhalten.

Für den Unternehmer ist dann nach Abschluß der Prüfung und Durchsicht der geprüften Pläne, mit erheblichen Änderungen und nicht voraussehbaren Zusatzarbeiten, klar, daß er nicht mehr die geringste Chance hat, bei der Abwicklung des Auftrages einen Gewinn zu erzielen, sondern daß vielmehr ein Verlust von ca. 20 % bis 30 % zu erwarten ist.

Dieses ist im Traggerüstbau besonders extrem, weil der Unternehmer nicht nur den erhöhten Aufwand bei der technischen Bearbeitung hat, sondern auch das zusätzlich einzubauende Gerät und die zusätzlich vorzunehmenden Aussteifungs- oder Schweißarbeiten auf seine Kosten durchführen muß.

Häufig soll er am Schluß noch die Zusatzkosten des Prüfengeieurs bezahlen.

3 Zum Sicherheitsniveau im Traggerüstbau

Die oft gehörte Meinung, daß Traggerüste, im Gegensatz zu anderen Bauwerken, im Regelfall voll ausgenutzt werden, ist sicher nicht uneingeschränkt richtig. In **Abb. 3.1** sind die Einwirkungen auf ein Traggerüstjoch beispielhaft dargestellt.

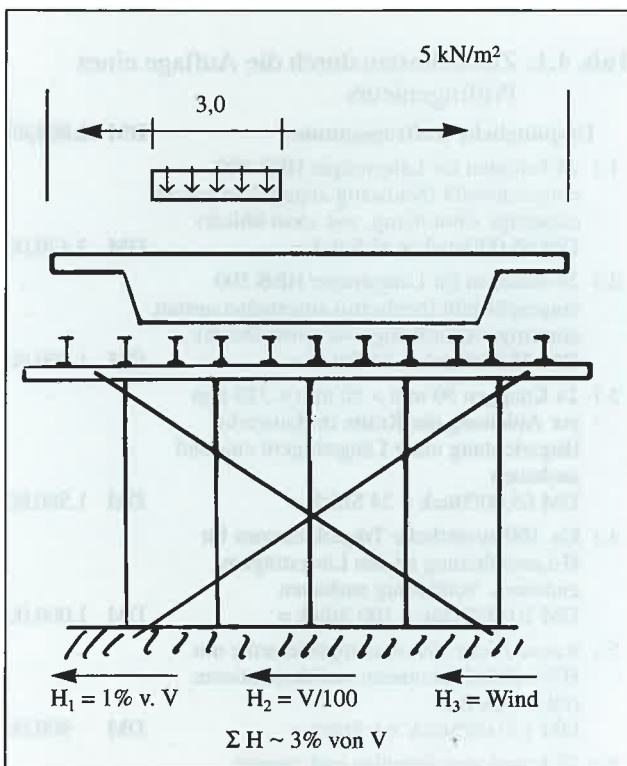


Abb. 3.1

1.) Das Gewicht des Frischbetons wird zwar beim Betoniervorgang voll aufgebracht, aber praktisch nie überschritten. Übliche Lastansätze des Hochbaus können im Laufe der Nutzungszeit durchaus wesentlich überschritten werden, wie man zum Beispiel bei Gebäudedecken häufig erleben kann.

2.) Die vertikalen Betonier-Ersatzlasten nach DIN 4421 Punkt 6.3.2.1 führen zu wesentlich höheren Lasten, als tatsächlich auftreten können. Eine wandernde Last von 5 kN/m^2 auf einer Fläche von $3,0 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}$ bedeutet, daß hier ein Volumen von ca. 2 cbm Frischbeton mit einer Schichtdicke von $0,20 \text{ m}$ zusätzlich aufgebracht werden soll. So dumm sind auch Betonarbeiter nicht, müßten sie doch dieses zusätzliche Betonvolumen per Hand wieder entfernen.

Für eine Traggerüststütze bedeutet dieser zusätzliche Lastansatz eine theoretische Mehrbeanspruchung von ca. 5% , für einen Lastturm, eine theoretische Mehrbeanspruchung von ca. 20% . Dieses ist sicher eine unrealistische und unwirtschaftliche Annahme.

3.) Bei den Horizontallasten sind die Ansätze der DIN 4421 mit Sicherheit zu hoch. Der rein philosophische Gedanke des Normausschusses, daß durch höhere Lasten Gerüste steifer ausgebildet werden müssen, ist nicht immer richtig und sinnvoll, und führt gelegentlich zu bizarren und sehr aufwendigen Konstruktionen.

Die Horizontallasten resultieren aus folgenden drei Einflüssen:

3.1) Schiefstellung der Stützen und Druckglieder um 1%

Dieser Ansatz wird bei Einsatz von Fachmonteuren in aller Regel unterschritten, wie die von mir auf Baustellen vorgenommenen Messungen an ca. 300 Traggerüststützen gezeigt haben.

3.2) Horizontale Betonier-Ersatzlasten

Nach DIN 4421 Punkt 6.3.1.4 ist in Höhe der Schalungsunterkanten eine äußere, horizontal wirkende Ersatzlast von $1/100$ der Vertikallast anzusetzen. Diese Horizontallast ist rein hypothetisch, als Ersatz für „Frischbetonschub“ und „Horizontalkräfte aus dem Betonierbetrieb“ gedacht. Niemand hat diese Lasten gemessen, niemand weiß ob sie tatsächlich auftreten. Nach meinen Erfahrungen liegt der globale Ansatz, über das gesamte Gerüst, weit auf der sicheren Seite.

3.3) Wind auf Schalung und Traggerüst

Der Wind wird zur Zeit meist in voller Größe nach DIN 1055 angesetzt. Diese Last sollte auf einen standzeitabhängigen, realistischen Wert reduziert werden. Insbesondere ist es unlogisch, für den Zeitpunkt des Betonierens, zusätzlich zu den anderen Horizontallasten nach Punkt 3.1 und Punkt 3.2 den „Jahrhundertwind“ anzusetzen.

Bei Windstärken größer als 6 kann niemand mehr betonieren.

Wir haben, unter Einbeziehung entsprechender Wettervorhersagen, schon häufig die Windlasten für den Zeitraum des Betonierens deutlich reduziert, was besonders bei schiefwinkligen Konstruktionen, oder bei hohen Schalungsaufbauten notwendig war.

Der Entwurf der EN 12812 berücksichtigt diese Tatsache und hat für den Lastfall Betonierbetrieb die Windlast deutlich reduziert (**Tab. 3.1**).

Tab. 3.1: Lastkombinationsfaktor ψ

	Lastkombination Lastfall	1 Leerzustand + maximaler Wind	2 Betonierbetrieb + Arbeitswind	3 nach abgeschlosse- nem Betonieren + maximaler Wind
Q_1	Eigenlast	1,0	1,0	1,0
Q_2	Veränderliche Lasten, ständig	–	1,0	1,0
Q_3	Veränderliche Lasten, kurzzeitig	–	1,0	–
Q_4	Maximaler Wind	1,0	–	1,0
Q_4	Betriebswind	–	1,0	–
Q_5	Fließendes Wasser	1,0	1,0	1,0
Q_6	Weitere Einwirkungen	–	1,0	1,0

Bedauerlicher-
weise zeigte sich nach
mehreren Prüfvermer-
ken und Auflagen, daß
dieser Ansatz tatsäch-
lich stimmte (**Tab. 4.1**).

Es war zu erwar-
ten, daß der Bauherr
unsere Nachforderun-
gen nicht akzeptieren
würde. Aber unser
Kunde hat gesehen, daß
die Forderungen des

Diese Zusammenfassung soll zeigen, daß das Sicherheitsniveau im Traggerüstbau schon relativ hoch ist und daß die häufig geäußerte Ansicht, daß es sich hier um hoch ausgelastete und gefährliche Konstruktionen handelt, nicht richtig ist.

4 Beispiele aus der Praxis

Unser Unternehmen erhielt einen Auftrag zur Erstellung eines relativ einfachen Traggerüsts (**Abb. 4.1**).



Abb. 4.1

Dafür wurden nach üblichen Maßstäben eine statische Berechnung sowie Konstruktionspläne angefertigt und diese dem Prüfeningenieur vorgelegt.

Nach einiger Zeit stellte sich heraus, daß der zunächst benannte Prüfeningenieur erkrankt war und daß ein Kollege für ihn prüfen würde.

Da uns und auch anderen Unternehmen dieser Prüfeningenieur aus mehreren Baumaßnahmen bekannt war, stellten wir sofort einen Nachtrag bei unserem Auftraggeber und benannten die zusätzlich zu erwartenden Kosten mit ca. 30 % des Gerüstauftrages.

Tab. 4.1: Zusatzkosten durch die Auflage eines Prüfeningenieurs

Ursprüngliche Auftragssumme	DM 72.000,00
1.) 48 Schotten für Längsträger HEB 400 eingeschweißt (beidseitig angeordnet anstatt einseitige Anordnung, wie sonst üblich) DM 65,00/Stück × 48 Stück =	DM 3.120,00
2.) 24 Schotten für Längsträger HEB 500 eingeschweißt (beidseitig angeordnet anstatt einseitige Anordnung, wie sonst üblich) DM 75,00/Stück × 24 Stück =	DM 1.800,00
3.) 24 Knaggen 50 mm × 50 mm × 320 mm zur Ableitung der Kräfte in Bauwerkslängsrichtung unter Längsträgern ein- und ausbauen DM 65,00/Stück × 24 Stück =	DM 1.560,00
4.) Ca. 100 zusätzliche Trägerklemmen für H-Lastableitung an den Längsträgern einbauen, Vorhaltung ausbauen DM 10,00/Stück × 100 Stück =	DM 1.000,00
5.) 6 zusätzliche Verankerungselemente mit HVA-Dübel montieren und demontieren (inkl. Material) DM 150,00/Stück × 6 Stück =	DM 900,00
6.) 28 Stapel verschweißen und trennen, anstelle des Einsatzes von Trägerklemmen DM 40,00/Stapel × 28 Stapel =	DM 1.120,00
7.) 4 zusätzliche Gründungsträger HEB 300, L = ca. 9,0 m, da U-Profile an Jochträger zur Ableitung der Horizontalkräfte nicht eingesetzt werden durften (An- und Abtransport, einbauen, Vorhaltung und ausbauen) DM 600,00/Stück × 4 Stück =	DM 2.400,00
8.) 5 Abspannungen an den Jochen 2–5 anordnen, anstelle der nicht einzusetzenden U-Profile, zur Ableitung der Horizontalkräfte (einbauen, Vorhaltung und ausbauen) DM 800,00/Stück × 5 Stück =	DM 4.000,00
9.) 4 Doppel-U-Profile zur Ableitung der Horizontalkräfte DM 220,00/Stück × 4 Stück =	DM 880,00
10.) Technische Bearbeitung 40 Stunden × DM 95,00/Std. =	DM 3.800,00
11.) Änderung der Zeichnungen 18 Stunden × DM 80,00/Std. =	DM 1.440,00
	DM 20.260,00



Abb. 4.2

Prüfingenieurs weit über den üblichen Anforderungen lagen und uns 50 % der Mehrkosten gezahlt.

Abb. 4.2 zeigt einen Ausschnitt aus dem Tragerrüst für die Talbrücke Apfelstädt. Hier wurden bis zu 18,00 m hohe Stütztürme eingesetzt, sowie Walzprofilträger HEB 900 mit einer Spannweite von 20,00 m und Rüstbinder H 33 mit einer Spannweite von 24,00 m.

Das ganze Gerüst wurde zusätzlich querverschoben, die Vouten an den Pfeilerbereichen boten besondere Schwierigkeiten.

Die Prüfung dieser Tragerrüstkonstruktion durch einen im Brückenbau erfahrenen Prüfer brachte keine besonderen Schwierigkeiten mit sich.

Das in **Abb. 4.3** gezeigte Tragerrüst, bestehend aus Lasttürmen mit einfacher Rähmträgerlage, wurde zum Gegenstand mehrerer Prüfberichte und umfangreicher zusätzlicher Verbandsarbeiten.

Der aufstellende Statiker, die ausführende Firma und die Monteure waren bei beiden Projekten dieselben Personen, die Prüfingenieure waren verschieden.



Abb. 4.3

5 Tragerrüstträger aus Walzprofilen ohne Lagersteifen

Ein oft diskutiertes Thema im Tragerrüstbau ist die Notwendigkeit und die Art der Herstellung von Gabellagerungen und Kippverbänden bei Walzprofilträgern.

Insbesondere über die Herstellung von Gabellagerungen gibt es die unterschiedlichsten Ansichten. Zur Zeit ist der Einsatz eines einseitigen Schottbleches im max. Abstand der Trägerhöhe vom Auflagerpunkt die allgemein übliche Standardlösung im Tragerrüstbau.

Es gibt jedoch einzelne Prüfingenieure, die auf den Einsatz beidseitiger Schottbleche direkt am Auflagerpunkt bestehen, was ganz erhebliche Zusatzkosten verursacht.

Die Diskussion um Gabellager und Kippverbände ist eigentlich nicht nachvollziehbar, da es meines Wissens keinen einzigen Schadensfall im Tragerrüstbau durch fehlende Gabellager oder Kippverbände gegeben hat.

Nach Durchsicht der Fachliteratur zum Thema „Biegedrillknicken“ kommt der Gerüstbauingenieur zu dem Ergebnis, daß jede Untersuchung mit dem Ansatz „Gabellagerung“ beginnt.

Da Praktiker seit Jahrzehnten aus Erfahrung wissen, daß zumindestens im Regelbereich von Spannweiten bis zu 14,00 m und dem Einsatz von HEB-Profilen, auf Schottbleche und Kippverbände ganz verzichtet werden kann, mußte es hierfür auch eine theoretische Begründung geben.

Diese Begründung liegt offensichtlich im Bereich der aufliegenden Schalungskonstruktion, die eine Drehbettung der Walzprofilobergurte darstellt.

Wie man Fachaufsätzen entnehmen kann, stellt im Bereich des Hochbaus häufig bereits eine Dachendeckung aus Trapezblechen oder Eternitplatten eine elastische Drehbettung da, die ein mögliches Biegedrillknicken verhindert.

Ich möchte hier den Forschungsbericht: „Schalungsträger aus Walzprofilen ohne Auflagersteifen“ vorstellen, der im Ingenieurbüro Dr. Ing. U. Weyer, Dortmund, mit finanzieller Förderung durch die Stiftung Stahlanwendungsforschung, Essen durchgeführt wurde.

Das Forschungsvorhaben wurde durch mich initiiert und durch den Bundesverband Gerüstbau, Arbeitskreis Tragerrüstbau, finanziell unterstützt.

Das Forschungsvorhaben hatte zum Ziel, ein Bemessungsverfahren für biegedrillknickgefährdete Walzprofilträger im Lehrgerüstbau unter folgenden Gesichtspunkten zu erarbeiten und vorzustellen:

- 1.) Die Träger besitzen keine Auflagersteifen oder sonstige seitliche Stützungen der Obergurte.
- 2.) Die Drehbettung auf dem Obergurt querliegender Schalungsträger wird berücksichtigt.

Die Problematik wurde experimentell, an Hand originalgetreuer neuer Walzprofilträger mit Schalungsaufgaben, im Großversuch untersucht und analytisch begleitet. Mit den abgesicherten Rechenmodellen ließen sich abschließend Tragfähigkeitstabellen für die Gerüstträger erstellen. Die Untersuchungen beziehen sich auf Profile der HEB-Reihe, die Drehbettung wird variiert.

Die Versuche wurden vom Institut für Bauforschung der Universität Dortmund begleitet.



Abb. 5.1

Abb. 5.1 zeigt die gesamte Ansicht des Versuchsaufbaus. Die Stahlträger wurden in einen Rahmen eingesetzt, der bis zu 5 % schräg gestellt werden konnte. Die Last wurde durch eine originalgetreue Schalungskonstruktion, die von einer Brückenbaufirma hergestellt wurde, durch Einfüllen von Sand aufgebracht. Wie im Traggerüstbau üblich, wurden 12 cm breite Überhöhungsleisten zwischen den Trägern und der Schalung angeordnet.

Nachdem die Versuchsreihe mit HEB 300, Stützweite 10 m und HEB 500, Stützweite 15 m, abgeschlossen war, und es in keinem Fall ein Versagen der Konstruktion gegeben hatte, wurde ein qualitativer Zusatzversuch gefahren, der die Versagenscharakteristik im Traglastzustand der Träger veranschaulichen sollte.

Für diesen Zusatzversuch wurden HEB 400 mit einer Stützweite von 15 m gewählt. Die Träger wurden bis zum Erreichen der Elastizitätsgrenze

durch eine Sandfüllung im Schalungsaufbau vorbelastet und, anschließend bis zu einer max. Seitenneigung von 4 % gekippt. Dann wurden zur weiteren Lastserhöhung Stahlprofile aufgebracht (Abb. 5.2).

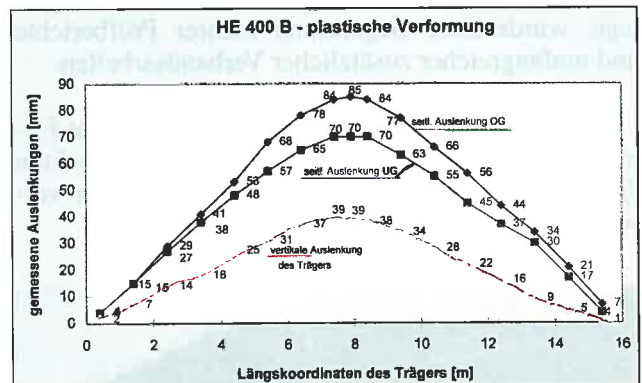


Abb. 5.2

Nach Aufbringen der weiteren Belastung und Ausbildung der Fließbereiche wurde das Tragverhalten durch größere und damit sichtbare Verformungen deutlich.

Ein unmittelbarer Kollaps trat nicht ein. Die Träger wurden gerade in den beginnenden Nachtragslastbereich gebracht. Nach 12 Stunden Standzeit wurden die Träger gesichert, ausgebaut und vermessen.

Tab. 5.1 zeigt das Aufmaß der bleibenden Trägerverformungen nach dem Ausbau. Neben der vertikalen Auslenkung sind die seitlichen Auslenkungen der Gurte mit ihren Meßwerten aufgezeichnet.



Tab. 5.1

Deutlich ablesbar ist die Ausbildung eines Fließgelenkes in Feldmitte sowohl um die starke, als auch insgesamt um die schwache Trägerachse mit der typischen Krümmungskonzentration im Gelenkbereich und linearen Flanken zu den Auflagern.

Der Untergurt beteiligt sich entgegen der „klassischen“ Modellvorstellung sichtbar an der

Lastabtragung. Die Auflagerbereiche bleiben formtreu (Feldversagen vor Auflagerversagen).

Der Versuch ergab damit ein gutmütiges, die beobachteten elastischen Eigenschaften stetig fort-schreibendes Tragverhalten auf Traglastniveau. Der Sicherheitsfaktor lag bei 2,2.

Die Schalung (Querholzlage) bildet mit den Trägerstegen zusammen einen gedachten Halbrahmen. Diese Halbrahmen ersetzen die Kippverbände und Auflagersteifen.

Die aufnehmbaren Vertikallasten können die Werte eines gabelgelagerten Trägers erreichen, selbst wenn planmäßige Horizontallasten beteiligt sind.

In **Tab. 5.2** sind hierzu Tragfähigkeiten für die Versuchsträger für verschiedene Lagerung und Belastungssituationen zusammengestellt.

Der Forschungsbericht kann bei der Studiengesellschaft Stahlanwendung e.V. abgerufen werden. (Verlag- und Vertriebsgesellschaft, Postfach 105127, Fax 0211/6707129.

Tab. 5.2

Profil	λ_{DIN}	$q_{pl,d}$	$q_{pl,d} / \alpha_{pl}$	q_d [kN/m]	$q_{u,d}$
		$\mu = 0\%$ mit Gabellager ohne Bettung		ohne Gabellager ohne Bettung	$\mu = 3,5\%$ ohne Gabellager mit Bettung
HE 300 B $I_s = 10 \text{ m}$	0,937	32,6	29,4	26,2 ¹⁾ 26,0 ²⁾ 24,4 ³⁾ 23,9 ⁴⁾	19,9 ⁴⁾ 14,6 ⁴⁾ 26,0 (e ₃ , ⁴⁾ 25,2 ⁵⁾ 25,9 (e ₆ , ⁴⁾)
HE 500 B $I_s = 15 \text{ m}$	1,278	37,3	33,4	20,6 ¹⁾ 20,3 ²⁾ 20,1 ³⁾ 19,5 ⁴⁾	16,2 ⁴⁾ 12,5 ⁴⁾ 25,3 (e ₃ , ⁴⁾ 30,5 ⁵⁾ 16,2 (e ₆ , ⁴⁾)
HE 400 B $I_s = 15 \text{ m}$	1,205	25,1	22,4	15,1 ¹⁾ 15,6 ²⁾ 14,9 ³⁾ 14,3 ⁴⁾	12,8 ⁴⁾ 10,1 ⁴⁾ 19,1 (e ₃ , ⁴⁾ 18,9 ⁶⁾ 23,2 ⁷⁾)

¹⁾: Auswertung der Beziehungen in DIN 18800 Teil 2/1.02/

²⁾: Ablesung in /2.10/

³⁾: Ablesung im Anhang, Drehbettungswert $c_3 = 0$ Lastangriff ohne Überhöhung (E.-Th. II. O.)

⁴⁾: Ablesung im Anhang, Drehbettungswert $c_3 = 0$ bzw. 100 kNm/m (E.-Th. II. O.)

⁵⁾: $q_{u,d} = q_u / 1,1$ mit $q_u = q_{max}$ im Versuch als elastische Grenzlasten (elastische Zielwerte gemäß Kapitel 2.4 erreicht HE 300 B 28,041 / 1,1 = 25,4 / HE 500 B 33,90 / 1,1 = 30,8 kN/m)

⁶⁾: Vorlast im Ergänzungsversuch nachläufig gegenüber Zielwert 23,24 / 1,1 = 21,1 (Sandfüllung schlechter verdichtet)

⁷⁾: $q_{u,d} = q_u / 1,1$ mit $q_u = q_{max}$ als Traglast bis zum Bruch im Ergänzungsversuch

Diese Ergebnisse zeigen nach meiner Auffassung, daß die in letzter Zeit zunehmend geforderten Schottblechen und Kippverbände meist überflüssig sind.

Ich hoffe, daß die hier veröffentlichten Untersuchungen möglichst umgehend in der Praxis angewendet werden.

6 Vorschlag zur Verbesserung der derzeitigen Situation

Es ist sicher nicht sinnvoll, daß Prüflingenieure gegen Unternehmen arbeiten und Unternehmen gegen Prüflingenieure. Wesentlich sinnvoller und auch im Sinne des Zeitgeistes, ist eine Zusammenarbeit (**Abb. 6.1**).

Der AK Technik schlägt daher vor, daß die Unternehmer den Prüflingenieur für das Traggerüst selbst bestimmen und bezahlen.

- Bundesweit sollen sich 20 bis 50 Prüflingenieure bereit finden, Traggerüste zu prüfen,

- die Liste sollte bei der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik in Zusammenarbeit mit dem Bundesverband Gerüstbau geführt werden,

- die Liste sollte eine reine Vorschlagsliste sein, ohne Prüfungen, ohne Ausschlüsse,

- alle anderen Prüflingenieure können wie bisher Traggerüste prüfen,

- die Vergütung der Prüfkosten soll unverändert bleiben.

Diese Regelung hätte sicher keine Nachteile, aber viele Vorteile:

- Die Gruppe der Traggerüst-Prüflingenieure könnte

Sichere und wirtschaftliche Traggerüste

durch:

- Pool von praxiserfahrenen Prüfsingenieuren
 - kennen kritische Punkte
 - stellen angemessene Forderungen
- Auswahl des Ingenieurs durch den Unternehmer
 - konstruktive Zusammenarbeit
 - Optimierung des Prüfaufwandes durch Erfahrung

Abb. 6.1

leicht zum Erfahrungsaustausch, auch mit Fachingenieuren der Gerüstfirmen zusammenkommen,

- eine automatische Kalibrierung des Sicherheitsniveaus und der Anforderungen würde sich einstellen,
- systematische Fehler würden schnellstens erkannt und beseitigt werden, unsichere Konstruktionen und Geräte mit Sicherheitsmängeln würden schnell vom Markt verschwinden,
- Reduzierung unangemessener Forderungen,
- Vereinfachung der Nachweise,



Abb. 6.2



Abb. 6.3

- Optimierung des Prüfaufwandes und der Prüfzeit,
- Gerüstsonderkonstruktionen wie z.B. Schalwagen (Abb. 6.2), Vorschubgerüste (Abb. 6.3) oder Hängegerüste (Abb. 6.4) werden nur noch einmal geprüft und anschließend an die Parameter spezieller Bauwerke angepaßt.



Abb. 6.4

Wir haben in den letzten 20 Jahren in ca. 25 % aller Fälle Prüfsingenieure für die Prüfung der Traggerüstkonstruktion selbst aussuchen können, die nicht gleichzeitig das Bauwerk geprüft haben und damit nur positive Erfahrungen gemacht.

Die oft genannte Ansicht, daß der Prüfer der Brücke auch das Traggerüst prüfen muß, da der Zusammenhang zwischen Bauwerk und Traggerüst auf jeden Fall beachtet werden muß, ist nicht nachzuvollziehen. Dieses kann nur in einzelnen Sonderfällen wichtig sein, wenn es z.B. um die Anschlüsse an Koppelfugen, oder bei Verbundbrücken, um die Wechselwirkung von Schalwagen und Gesamtkonstruktion geht. Eine Abstimmung dieser wenigen Detailpunkte ist aber erfahrungsgemäß leicht durchführbar.

7 Zusammenfassung

Traggerüste sind häufig komplizierte Ingenieurbauwerke, die sowohl einer sorgfältigen technischen Bearbeitung, als auch einer sachkundigen Prüfung durch Prüfsingenieure bedürfen.

Die Prüfsingenieure sollten sich hierbei aber nicht als „letzte Instanz“ oder Oberaufseher sehen.

Vielmehr sind sie als partnerschaftliche Ingenieure, die das statische System überdenken und eventuell übersehene Schwachpunkte aufzeigen, von verantwortungs- und sicherheitsbewußten Unternehmern gern gesehen.

Ist das ganze Weltall eine harmonisch gefügte Einheit?

Harmonie finden wir nicht nur in Musik und Architektur, sondern auch im Atom und unseren Zellen

Einer der wichtigsten Schlüsselbegriffe der Naturwissenschaften ist seit altersher der Begriff der Harmonie. Harmonie finden wir nicht nur in ihren bekanntesten und am leichtesten verständlichen Erscheinungsweisen, in der Musik und der Architektur, sondern im ganzen Universum. Wissende nehmen an, von den subatomaren bis zu den intergalaktischen Zuständen sei das Universum eine harmonisch gefügte Einheit, die wir Menschen, wenn wir es denn könnten, hinter seiner Vielfalt entdecken würden. Einige Rätsel der Weltharmonik haben wir, so glauben wir zumindest, bereits gelüftet. Wann und wie dies geschah, und wie wir vielleicht auf die Spur der Lösung weiterer grundsätzlicher naturwissenschaftlicher Rätsel kommen können, wird im folgenden Beitrag erzählt.

Dr. Jonathan Benjamin Tennenbaum



wurde 1950 in Chicago geboren. Nach dem Studium der Mathematik und der Physik in den USA erhielt er 1972 in San Diego, Kalifornien, seinen Doktorgrad in Mathematik; seit 1973 arbeitet Tennenbaum in Europa, zunächst als Hochschullehrer in Dänemark, später als wissenschaftlicher Leiter des Fusions-Energie-Forums (FEF) in

Deutschland; 1981 bis 1987 war er Chefredakteur der vom FEF herausgegebenen Wissenschaftszeitung *Fusion*; heute ist er Vorsitzender des FEF und wissenschaftlicher Berater des Schiller-Instituts.

HARMONIE! In unserer Zeit, in der man eher die negativen als die positiven Seiten der Dinge hervorzuheben pflegt, gibt es wahrlich nur wenige Begriffe, die auf eine so ungeteilte Zustimmung und Bejahung stoßen. Zweifelsohne hat Harmonie etwas mit unserer innersten Natur zu tun, mit Wohlgefühl, Ruhe, Zufriedenheit. Sie entspricht einem tiefen Bedürfnis des Menschen, und nicht zuletzt des modernen Menschen.

Was bedeutet aber, genau genommen, „Harmonie“. Die meisten Menschen haben eine Idee von der musikalischen Harmonie. Sie ist die Grundlage des Wohlklangs, sie ergibt sich dann, wenn mehrere Töne und Stimmen unter sich bestimmte, wohlproportionierte Verhältnisse bilden, mit dem Ergebnis, daß sie zusammen einen einheitlichen Klang erzeugen. Jenseits der akustischen Harmonie im engeren Sinne spricht man vom harmonischen Bau eines gesamten musikalischen oder poetischen Kunstwerkes, der sich so ausdrückt, daß die verschiedenen Teile des Werkes im Hinblick auf eine einheitliche Gesamtwirkung aufeinander abgestimmt sind.

Harmonie ist natürlich auch für die Architektur ein Schlüsselbegriff. So strebt der klassisch geschulte Architekt danach, durch eine glückliche und wohlproportionierte Zusammensetzung der einzelnen Bauelemente dem entworfenen Gebäude einen eigenen, einheitlichen Charakter zu geben, und zwar so, daß die Menschen sich in den Gebäuden und um sie herum möglichst wohl fühlen.

Es muß also auch ein harmonisches Verhältnis zwischen Mensch und Gebäude geben. In der griechischen Antike und später in der Renaissancezeit versuchte man deswegen, Gebäude nach dem Vorbild der wunderbaren Einheit und Schönheit der lebenden Organismen, vor allem des menschlichen Körpers, zu gestalten.

Abb. 1 zeigt die schon bei den griechischen Mathematikern und Architekten beliebte Proportion des „goldenen Schnitts“. Der goldene Schnitt, den man auch in der belebten Natur überall finden kann – z. B. als charakteristische Proportion des menschlichen Körpers –, entsteht in der Geometrie als das Verhältnis von einer Seite zur Diagonale eines regelmäßigen Fünfecks.

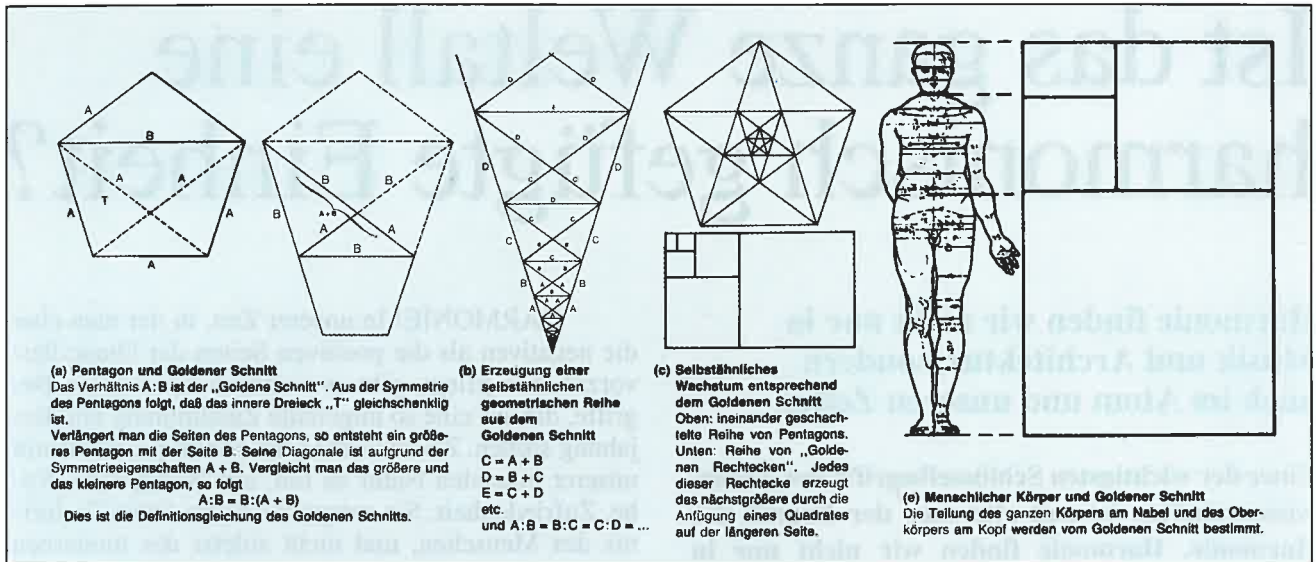


Abb. 1

Lassen Sie uns nun den Versuch wagen, jenseits der Musik und der Kunst den Begriff der Harmonie so allgemein zu fassen, wie es überhaupt nur möglich erscheint, vielleicht sogar so weit, daß er das ganze Universum umfassen könnte.

Ich behaupte dazu ganz einfach: Harmonie besteht, wenn eine Vielheit zugleich eine Einheit bildet.

Von Natur aus gibt es verschiedene Grade von Vollkommenheit (Perfektion) und Mächtigkeit der Harmonie. Eine vollkommene Harmonie besteht, wenn man der gegebenen Vielheit weder etwas hinzufügen, noch etwas von ihr abziehen oder sie verändern könnte, ohne ihre Einheit zu beeinträchtigen.

Eine mächtige Harmonie besteht, wenn die Vielheit, die von der Einheit der Harmonie umfaßt wird, eine möglichst große Vielfalt und Unterschiedlichkeit von Elementen besitzt.

Wo Mozart, z.B. in seinen Arien, die größte Vollkommenheit des musikalischen Ausdrucks erreichte, so strebte Beethoven, vor allem in seinen Spätwerken, eine ungeheure, danach kaum noch erreichte Mächtigkeit der dramatischen Wechsel und Kontraste zu erzielen.

Vollkommenheit und Mächtigkeit sind gewissermaßen wie zwei Koordinaten der Harmonie, die erste bezieht sich mehr auf die Einheit, die zweite auf die Vielheit.

Wenn ich eine gerade Strecke exakt in der Mitte teile, ist die Harmonie zwischen den Teilstrecken und der ganzen Strecke perfekt, doch sie ist trivial und uninteressant.

Wenn ich auf ein Stück Papier mit lauten Farben willkürlich wilde Striche und Flecken hinmale, kann ich den Blick kurz fangen, aber keine Eindrücke der Schönheit erwecken, weil keine Einheit vorhanden ist.

Würde es Sie überraschen, wenn ich behaupten würde, daß diese Auseinandersetzung mit dem Begriff der Harmonie, die in Musik und Kunst eine zentrale Rolle spielt, zugleich die ganze Grundlage der Naturwissenschaften bildet?

Wenn wir die ungeheure Vielfalt der Naturerscheinungen zunehmend auf wenige Hypothesen und Prinzipien zurückführen, heißt das nichts anderes, als eine mächtige Einheit in der Vielheit zu erkennen.

Der Gedanke einer umfassenden Harmonie reicht weit zurück

Der Gedanke einer allumfassenden Harmonie, also einer Harmonie der gesamten Schöpfung, und die Idee, daß jene Weltharmonie gewissermaßen „musikalischer“ Natur ist, reicht weit zurück.

Wir finden sie bei den Pythagoreern und später bei Platon (siehe seinen Dialog Timeios) klar ausgedrückt – aber auch in der klassischen Kultur Chinas und Indiens.

Der hervorragendste Vertreter des Gedankens einer allumfassenden Harmonie in der modernen Zeit war Gottfried Wilhelm Leibniz.

Leibniz schrieb in einem Aufsatz „Über den ersten Ursprung der Dinge“ dazu folgendes:

„Aus der höchsten Vollkommenheit Gottes folgt, daß er bei der Hervorbringung des Universums den bestmöglichen Plan gewählt hat, gemäß dem sich die größte Mannigfaltigkeit mit der größten Ordnung vereinigt... Denn da im Verstande Gottes alle Möglichkeiten nach dem Maße ihrer Vollkommenheiten zur Existenz streben, so muß die wirkliche Welt als das Ergebnis all dieser Ansprüche die vollkommenste, die nur möglich war, sein...“

Heute kommt Leibnizens Optimismus selbst vielen, die sich als gläubige Christen betrachten, übertrieben oder gar absurd vor.

Der üble Voltaire versuchte, Leibniz lächerlich zu machen, indem er Leibniz mit einem fiktiven Dr. Pangloss parodierte, der eine schlimme Katastrophe nach der anderen mit den Worten „dies ist die beste aller möglichen Welten.“ begrüßt.

Doch wer die Schöpfung nach dem Anschein einer mit vielem Schlechtem und Häßlichem gefüllten Welt beurteilen wollte, sollte Leibnizens metaphorische Antwort achten:

„Wir mögen ein herrliches Gemälde schauen und es bis auf ein kleines Stückchen verdecken: was anders wird sich zeigen (wie gründlich man auch hinschauen, wie nahe man es auch betrachten wird) als eine verworrene Masse von Farben, ohne Wahl, ohne Kunst; und dennoch wird man, wenn man nach Entfernung der Bedeckung das ganze Gemälde in der passenden Lage betrachtet, einsehen, daß das, was planlos auf die Leinwand geschmiert schien, vom Urheber des Werkes mit höchster Kunstfertigkeit gestaltet worden ist.“

Bleibt, solange der Mensch nur eine kleine Ecke des Universums wirklich gut sehen kann – und im gewissen Sinne wird es immer so sein –, die Existenz einer schönen, umfassenden Weltharmonie nicht eine bloße Glaubensfrage?

Keineswegs!

Denn: je weiter die Fortschritte der Naturwissenschaften den uns zugänglichen Teil der Natur erweitern, desto umfassender und mächtiger sind die Harmonien, die wir in allen Bereichen entdecken.

Die erstaunlichen Erfolge von Johannes Kepler, der eine erste umfassende Weltphysik aufbaute, bildete bis auf den heutigen Tag eine Hauptquelle des wissenschaftlichen Optimismus' von Leibniz und anderen.

Um dies zu verstehen, muß man sich in den erbärmlichen Zustand zurückdenken, in dem sich die Astronomie vor Kopernikus und Kepler befand.

Verfolgt man die scheinbaren Bewegungen der Planeten am Himmel, herrscht auf den ersten Blick ein heillooses Chaos.

Zwar machen die Sterne im Laufe des Tages eine schöne, kreisförmige Bewegung, ja, der ganze Sternenhimmel scheint wie auf einer riesigen Kugel um uns herum montiert, die sich auf einer unsichtbaren Achse konstant einmal täglich dreht.

Die Entdeckung dieser täglichen Bewegungen des Himmels liegt weit zurück in der vorhistorischen Zeit, hinterließ aber einen großartigen Eindruck der Einheit und Harmonie des Universums, diese Urentdeckung hat die ganze Menschenkultur bis heute geprägt.

Doch schon die Bewegung der Sonne ist erheblich komplizierter; da mischt sich mit der täglichen Bewegung eine jährliche, so daß die Sonne sich in einer Schraubenlinie um uns hin und her zu bewegen scheint.

Die Planeten aber irren sich hochgradig. Wenn man von der täglichen Bewegung abstrahiert, indem man ihre Positionen auf eine Sternkarte oder einen Sternenglobus einträgt, sieht man, daß sie bald schneller, bald langsamer fahren, daß sie plötzlich stehenbleiben, rückwärts laufen und Schleifen ziehen, teilweise gänzlich verschwinden.

Ptolomeus hatte zwar einen komplizierten mathematischen Apparat entwickelt, mit dem man die Positionen eines jeden Planeten einigermaßen zuverlässig vorausberechnen konnte, doch diese ad hoc Methoden, die Sonne und jeden Planeten für sich zu berechnen, brachten keinen Zusammenhang, keine Harmonie ans Licht.

Der Grieche Aristarchos hat dann die sogenannte heliozentrische Hypothese entwickelt, welche die Planetenbewegung in einem ganz anderen Licht erschienen ließ; doch diese Hypothese wurde unterdrückt, um erst mehr als 1500 Jahre später (!) von Kopernikus wieder auf den Tisch gebracht zu werden.

Ging man davon aus, daß die Planeten sich nicht, wie es auf den ersten Blick erscheint, auf einer Kugel um die feste Erde bewegen, sondern in konzentrischen Kreisen um die Sonne laufen, dann verschwindet plötzlich das Chaos, alles wird in erstaunliche Ordnung gebracht.

Wir begreifen, daß die bizarren Rückwärtsbewegungen und Schleifen der Planeten bloße Scheinbewegungen sind, die dadurch entstehen, daß wir die Planetenbewegung nicht von einem festen Punkt, sondern von einer sich bewegenden Plattform – der Erde – aus beobachten.

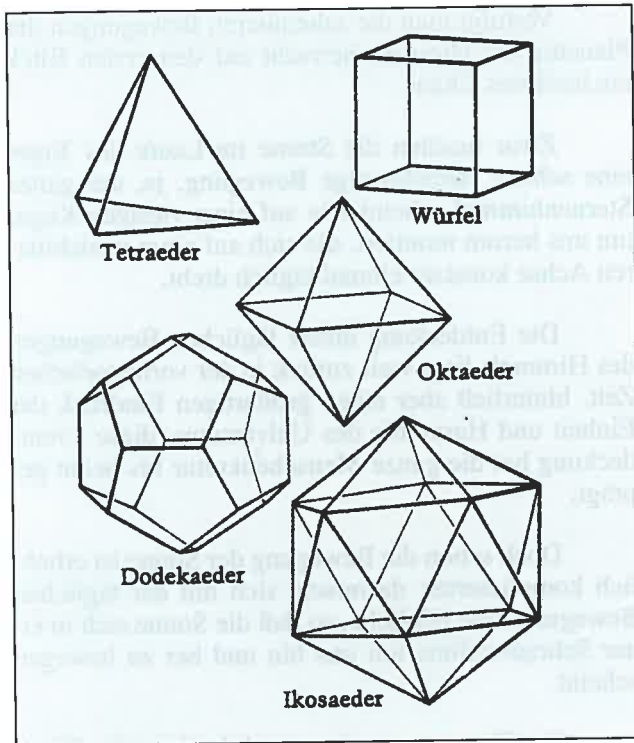


Abb. 2

Doch der Preis für die Beseitigung der Schleifenbewegungen und für die neu gefundene Harmonie war erschreckend hoch: man mußte die damals nicht weniger bizarr anmutende Behauptung akzeptieren, daß unsere feste Erde sich mit der ungeheuren Geschwindigkeit von circa 30 Kilometern *pro Sekunde* durch den Raum bewegt!

Kepler stellte die Frage: Wenn die Sonne wirklich das Zentrum des Planetensystems ist, und zwar nicht nur im abstrakt-geometrischen, sondern im aktiven physischen Sinne – wenn man also die Sonne gewissermaßen als Organisator und Dirigenten der Planetenbewegungen betrachtet –, dann müßten die behaupteten, konzentrischen Bahnen der Planeten unter sich eine harmonische Einheit, eine Gesamtordnung aufweisen.

Wir erinnern uns: Harmonie ist, wenn eine Vielheit zugleich eine Einheit darstellt.

Kepler fragte sich nun: Welche unter den geometrischen Formen verkörpert die vollkommenste Einheit? Einige würden sagen, der Punkt; aber das ist trivial, weil ein Punkt keine Vielfalt beinhaltet. Man kommt automatisch auf den Kreis und die Kugel als die vollkommensten harmonischen Figuren.

Und tatsächlich sind die Planeten und die Sonne kugelförmig, die Planetenbahnen beinahe kreisförmig. Was folgt danach? Die „Kinder“ des Kreises bzw. der Kugel, sozusagen jene, welche der perfek-

testen Harmonie am nächsten kommen, sind offenbar die regelmäßigen Vielecke, bzw. die regelmäßigen Körper: Der Polyeder, also der Würfel, der Tetraeder, Oktaeder, Dodekaeder und der Ikosaeder.

Die regelmäßigen Körper haben dabei die bemerkenswerte Besonderheit, daß es exakt fünf von ihnen gibt, eine Tatsache, die offenbar einer charakteristischen Eigenschaft des Raumes selbst entspricht. (Abb. 2).

Die fünf regelmäßigen Körper bilden zusammen mit der Kugel als Familie eine geschlossene Harmonie, die weder vergrößert noch vermindert werden kann.

Kepler versuchte dann, die Reihenfolge der Planetenabstände daraus abzuleiten. Er bemerkte, daß es zwischen den Bahnen der sechs damals bekannten Planeten (also der Erde und der fünf Planeten, die mit dem bloßen Auge zu sehen sind), genau fünf Zwischenräume gibt, also einen Zwischenraum für jeden regelmäßigen Körper.

Bald fiel er auf die berühmte Konstruktion, die ich einem Abdruck seines Buches entnommen habe (Abb. 3).

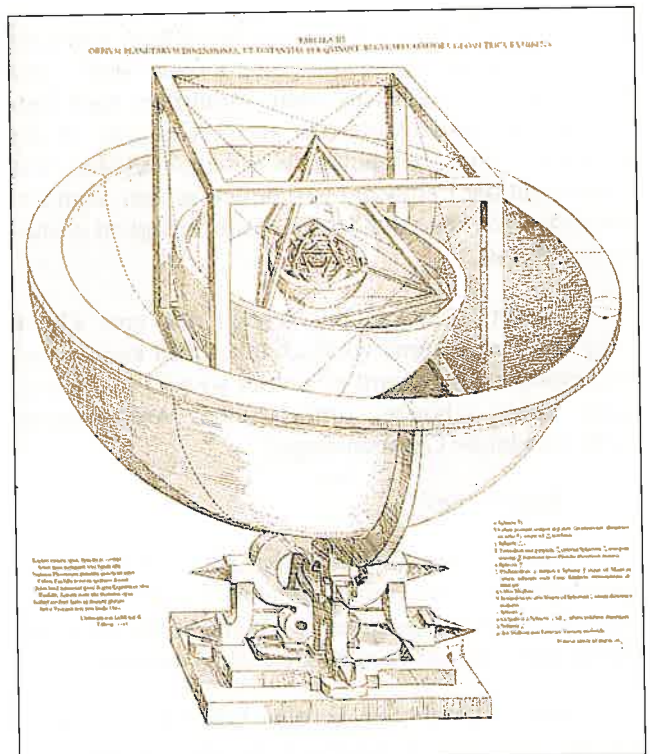


Abb. 3

Dieser Erfolg war nicht das Ende, sondern nur der Anfang von Keplers langer Entdeckungsreise, die die Naturwissenschaften revolutionierte und gewissermaßen die Geburt der modernen Astronomie und Physik markiert.

Kepler ahnte schon am Anfang, daß die Planetenbahnen nicht genau kreisförmig sind, und daß im Laufe seiner Bahn ein Planet bald etwas näher an die Sonne, bald weiter weg von der Sonne kommt.

Dagegen lieferte seine Konstruktion mit der konzentrischen Kugel für jeden Planet nur eine Entfernung. Um diese Dissonanz in seiner Harmonie aufzuheben, mußte Kepler zuerst die Planetenbewegungen viel genauer bestimmen als je zuvor.

Nun entstand sein Meisterwerk, die „Nova Astronomia“. In ihm beschrieb er nach ausführlichsten Analysen aller Beobachtungsdaten, daß die Planeten sich in Ellipsen mit der Sonne in einem Brennpunkt bewegen, und das genaue mathematische Gesetz bestimmt, wonach die Planeten sich bald schneller, bald langsamer bewegen, je nach ihren Entfernung von der Sonne.

Nach dieser Herkuleischen Arbeit wandte sich Kepler wieder der Frage nach den Harmonien des Systems zu. Zuerst versuchte er unter den Umlaufzeiten der Planeten eine harmonische Relation zu finden – vergeblich. Dann überlegte er sich, wie die ganzen Planetenbewegungen mit ihren variablen Geschwindigkeiten eine Einheit bilden könnten. Dabei fiel ihm ein, daß, wenn die Sonne der Organisator und Dirigent der Bewegungen sein sollte, die Harmonien nicht zwischen den Geschwindigkeiten der Planeten im Raum, sondern zwischen ihren Umdrehungsgeschwindigkeiten oder Winkelgeschwindigkeiten um die Sonne bestehen müßten. Für jeden Planeten variiert die Winkelgeschwindigkeit zwischen einem Maximum (im Augenblick des Perihels, also der kleinsten Entfernung von der Sonne) und einem Minimum (der größten Entfernung, oder Aphel). Nun, eine Umdrehungsgeschwindigkeit ist im Grunde genommen nichts anderes als eine Frequenz, die der Höhe eines Tones entspricht.

Als Kepler die Extreme der Winkelgeschwindigkeiten sich als musikalische Töne dachte, und diese untereinander verglich, traten plötzlich erstaunliche, beinahe ganzzahlige Beziehungen zutage, welche den bekannten harmonischen Intervallen des musikalischen Systems entsprechen.

Zum Beispiel: Die Extremwerte der Winkelgeschwindigkeiten von Mars machen unter sich fast genau das Intervall einer Quint (also 2:3), von Jupiter eine kleine Terz, von Saturn eine große Terz aus. Zwischen der niedrigsten Frequenz von Jupiter und der höchsten Frequenz von Saturn besteht eine Oktave, und so weiter und so fort.

Kepler konnte diese Beziehungen mit musikalischen Noten auf dem Notenpapier aufzeichnen, wo-

bei natürlich die Winkelgeschwindigkeiten der Planeten nicht schrittweise, sondern kontinuierlich zwischen den Extremwerten variieren.

Keplers Harmonien waren die Vorläufer der Quantentheorie

Heute lachen die weniger nachdenklichen Physiker über Keplers Spiele mit musikalischen Harmonien und platonischen Körpern. Doch, wie wir bald sehen werden, war Keplers Astronomie der Vorgänger für das, was die Quantentheorie im Bereich der Atome leisten würde.

Denn genau so, wie Keplers harmonische Beziehungen erfordern, daß nicht beliebige, sondern nur ganz bestimmte Bahnen „erlaubt“ sind, genau so sind die elektronischen Zustände der Atome als komplexes Schwingungssystem „quantisiert“.

Wichtiger ist, daß Keplers Hypothese der harmonischen Ordnung des Sonnensystems eine mächtige Quelle für weitere Entdeckungen lieferte. Ich möchte einige von diesen hier kurz andeuten.

Kepler ist am Anfang seiner Forschungen die große Lücke zwischen den Bahnen von Mars und Jupiter aufgefallen, die er mit dem Tetraeder – einem Einzelgänger unter den Körpern – ausgefüllt hatte. Er sprach die Vermutung aus, daß es in dieser Lücke einen Planeten geben könnte, und er schätzte den wahrscheinlichen Bahnradius des vermuteten Planeten. (Und er hatte recht!)

Andererseits regten Keplers Ideen die Astronomen Titius und Bode dazu an, zu versuchen, die Reihe der Planetenabstände jenseits des Saturn – dem letzten damals bekannten Planeten – aufzustellen. Sie kamen auf eine Zahlenreihe, die mit einem einfachen Gesetz gebildet wird und die auf die Bahnabstände der ersten sechs Planeten genau paßt*.

Sie ist dadurch charakterisiert, daß sich die Differenzen aufeinanderfolgender Glieder vom zweiten Glied an immer verdoppeln. Im Vergleich dazu betragen die tatsächlichen mittleren Entfernungen der Planeten von der Sonne, ausgedrückt in Einheiten der Entfernung Erde-Sonne:

Merkur 0,39, Venus 0,72, Erde 1, Mars 1,52, Jupiter 5,2, Saturn 9,54, Uranus 19,2.

Bei den entfernteren Planeten Neptun und Pluto ist die Übereinstimmung weniger gut, wogegen der

* Die sogenannte Titius-Bode Reihe ist die Zahlenreihe 0,4; 0,7; 1; 1,6; 2,8; 5,2; 10; 19,6 ...

mittlere Radius, der sogenannte Asteroidenring zwischen Mars und Jupiter, mit einem Wert von 2,8 auf wunderbare Weise mit dem fünften Glied der Titius-Bode Reihe zusammenfällt.

1781 kam die sensationelle Entdeckung eines sechsten Planeten durch Wilhelm Herschel: Uranus, der mit dem bloße Auge nicht sichtbar ist. Der Bahnradius von Uranus paßte wunderbar in der Zahlenreihe von Titius und Bode! Damit wurde Keplers Grundhaltung noch einmal bestätigt, daß die Planetenbahnen nicht willkürlich, sondern nach harmonischen Gesetzen um die Sonne geordnet sind.

1800 organisierte der Naturforscher Freiherr von Zach, der von seinen Kollegen wegen seines Interesses an Keplers Harmonie öfter ausgelacht wurde, unter den damaligen Astronomen eine weltweite systematische Suchaktion für Keplers fehlenden Planeten zwischen Mars und Jupiter.

Am 1. Januar 1801 entdeckte der italienische Mönch und Astronom Piazzi eine neues Objekt, das sich auf dem Hintergrund der Fixsterne bewegt. Wenige Monate später, nachdem das Objekt in der Abenddämmerung verschwand und die Astronomen vergeblich nach ihm suchten, gelang es dem jungen Mathematiker Gauss, aus nur drei von Piazzis Beobachtungen die Bahn des unbekanntes Objekts zu berechnen. Siehe da! Es handelt sich um einen winzig kleinen Planeten, der sich genau in jener Lücke bewegt, die Kepler aufgezeichnet hatte!

Bald wurde ein zweiter, dann unzählige weitere sogenannte „Planetoiden“ entdeckt, die sich in einem bandförmigen Bereich zwischen Mars und Jupiter konzentrieren (Abb. 4). Handelt es sich um die Fragmente eines explodierten Planeten, wie viele Astronomen vermuten? Oder gibt es einen Grund, warum sich hier kein größerer Planet bilden kann? Auf jeden Fall deutet alles darauf hin, daß der Asteroidengürtel eine instabile Übergangsstelle markiert, der das Sonnensystem in zwei Bereiche mit unterschiedlichen physikalischen Eigenschaften teilt. Er ist, sozusagen, eine eingebaute Dissonanz unseres Sonnensystems.

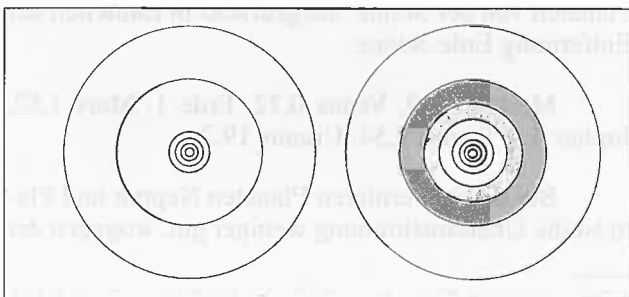


Abb. 4

Wenn jetzt das Planetensystem eine so kohärente harmonische Struktur besitzt, was ist dann mit den anderen Objekten des Weltalls? Oder dem Weltall insgesamt? Dazu einige skizzenhafte Bemerkungen.

Keplersche Harmonien finden sich im ganzen Sonnensystem

Um zuerst im Planetensystem zu bleiben, kann man auch Keplersche Harmonien in den Mondsystemen der größeren Planeten finden, vor allem bei Jupiter mit seinen 16 Monden, Saturn mit seinen 18 Monden und Neptun mit acht Monden.

Zweitens hat die Mission der Raumsonde Voyager in den Saturnringen zur großen Überraschung der meisten Astronomen und gegen jede Voraussage eine unglaublich fein gegliederte Struktur ausgemacht.

Hier brauchen wir einen Kepler, um die einheitliche harmonische Ordnung genauer herauszufinden, die wir beim Anblick der Ringe lebhaft empfinden.

Jenseits des Sonnensystems sehen wir im Sternenhimmel ein scheinbar vollkommen regelloses Chaos von Sternen, man bemerkt als durchgängige Struktur bloß die verschwommenen Umrisse der Milchstraße, deren Natur über viele Jahrhunderte rätselhaft blieb.

Erst nachdem man mit Hilfe von Fernrohren entferntere Galaxien in der Ferne betrachten konnte, verdichteten sich die Hinweise darauf, daß unser Sonnensystem nur ein winziger Teil eines riesigen Systems ist, einer Spiralgalaxie, die einen Durchmesser von 100.000 Lichtjahren hat und über 100 Milliarden Sterne umfaßt.

Es wurde immer klarer, daß unsere und andere Galaxien alles andere sind als bloße Anhäufungen von Sternen, sondern echte Einheiten darstellen, die sich über unvorstellbar große Räume erstrecken.

Einer der interessantesten Aspekte der Einheit unserer Galaxie sind die Spiralarme, die in großer Annäherung die Form logarithmischer Spiralen haben, und die sich vom galaktischen Zentrum bis an den Rand der galaktischen Scheibe erstrecken.

Was diese Arme wirklich sind, wie sie erzeugt und aufrechterhalten werden, dazu gibt es heute nur mehr oder weniger gut begründete Spekulationen.

Doch das faszinierendste ist, daß die Spiralarme Brutstätten für die Bildung neuer Sterne sind. Die Vermutung liegt nahe, daß die Spiralarme im Organismus der Galaxie eben diese (und vielleicht auch andere) Funktionen zu erfüllen haben.

Machen wir noch einen riesigen Sprung ins fast unendlich Große, betrachten wir die großräumige Struktur aller mit den Fernrohren sichtbaren Galaxien! In der computererzeugten **Abb. 5** entspricht jeder Punkt einer Galaxie. Hier sehen wir Andeutungen einer Struktur und Ordnung, aber nicht eine großartige Harmonie.

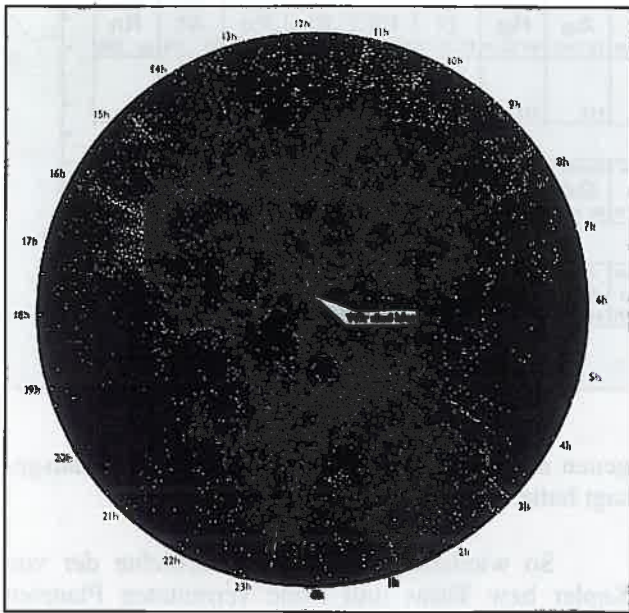


Abb. 5

Wir sollten zwar keine zu schnellen Konklusionen ziehen, aber: diese Karte basiert auf einer sehr schwierigen und unzuverlässigen Methode der indirekten Entfernungsbestimmungen, die das Bild stark verzerren könnten. Dazu kommen die möglichen verzerrenden Auswirkungen einer uns noch weitgehend unbekanntem Krümmung des Raumes.

Vielleicht befinden wir uns in bezug auf die Harmonie des Weltalls außerhalb des Sonnensystems in einer ähnlichen Lage, wie die Astronomie in bezug auf die Harmonie des Sonnensystems, bevor die heliozentrische Hypothese eingeführt wurde.

Ich bin aber zuversichtlich: In ein oder zwei Jahrhunderten wissen wir sicher mehr.

Harmonie auch im „Chaos“ der Chemie

In dem Dialog Timaios versuchte Platon, die Eigenschaften der Materie auf die geometrische Ge-

stalt der kleinsten Teilchen zurückzuführen, die er wiederum von den regelmäßigen Körpern (heute öfter „platonische Körper“ genannt) abzuleiten versuchte.

Die Vorstellung von vier Grundelementen und ihren Verbindungen mit den regelmäßigen Körpern setzte sich bis in die Zeit der Renaissance fort. Doch nach und nach entdeckte man eine wachsende Vielfalt von Stoffen, die sich nicht weiter aufspalten ließen und so als unabhängige Elemente (oder „Prinzipien der Materie“ nach Lavoissier) gelten mußten.

Bis Ende der 60er Jahre des letzten Jahrhunderts hatte man über 60 Elemente entdeckt. Es fehlte ein neuer Kepler, um Harmonie in das Chaos der Chemie zu bringen.

Dieser neue Kepler war ein Russe, er hieß Dimitrij Ivanovich Mendelejev. Der unmittelbare Anlaß wurde sein Projekt eines Lehrbuches für die Chemie.

Die Zufälligkeit und Willkür der damaligen Darstellungen der Chemie stieß ihn ab, er schämte sich, solch ein Chaos den Studenten als „Wissenschaft“ zu servieren. So schrieb Mendelejev später:

„Bloß die Zusammenhäufung von Fakten, selbst eine sehr umfangreiche, verdient noch nicht den Namen Wissenschaft im höheren Sinne. Das Gebäude der Wissenschaft braucht nicht nur Baumaterial, sondern auch ein Konzept, eine HARMONIE. Daran orientiert sich die Arbeit, die unabdingbar ist, um das Material vorzubereiten und anzuwenden, um den Bauplan selbst auszuarbeiten und die Teile auf harmonische Weise zusammenzufügen.“

So suchte Mendelejev, in dem Wirrwarr der chemischen Elemente und ihren Eigenschaften Ordnung und Harmonie zu finden.

Eine natürliche Ordnung war von selbst gegeben, die Ordnung der chemischen Elemente nach ihrem sogenannten Atomgewicht. Doch eine bloße lineare Ordnung, wie die Reihe der natürlichen Zahlen, ist trivial und bedeutet noch lange keine wirkliche Harmonie.

Andererseits hatten Chemiker schon bemerkt, daß es Gruppen von Elementen gibt, die ähnliche chemische Eigenschaften haben. Mendelejev verfiel auf die Idee, daß es in der Reihenfolge der Elemente Periodizitäten nach Atomgewicht geben könnte, also eine Wiederkehr ähnlicher Eigenschaften nach bestimmten Anzahlen von Schritten. Tag und Nacht arbeitete er, bis er fand, was er suchte – das war die Geburt des periodischen Systems der Elemente, die Mendelejev „das natürliche System“ nannte (**Abb.**

Periodensystem der Elemente (Langperiodensystem)

Perioden	I. Hauptgruppe																		II. Hauptgruppe										III. Hauptgruppe										IV. Hauptgruppe										V. Hauptgruppe										VI. Hauptgruppe										VII. Hauptgruppe										VIII. Hauptgruppe									
1	H 1 1,008																																																																				He 2 4,003																			
2	Li 3 6,94		Be 4 9,01																				B 5 10,81		C 6 12,01		N 7 14,007		O 8 16,999		F 9 18,998		Ne 10 20,18																																																							
3	Na 11 22,99		Mg 12 24,31																				Al 13 26,98		Si 14 28,086		P 15 30,974		S 16 32,064		Cl 17 35,45		Ar 18 39,95																																																							
4	K 19 39,10		Ca 20 40,08		Sc 21 44,96		Ti 22 47,90		V 23 50,94		Cr 24 51,996		Mn 25 54,94		Fe 26 55,85		Co 27 58,93		Ni 28 58,70		Cu 29 63,54		Zn 30 65,37		Ga 31 69,72		Ge 32 72,59		As 33 74,92		Se 34 78,96		Br 35 79,90		Kr 36 83,80																																																					
5	Rb 37 85,47		Sr 38 87,62		Y 39 88,91		Zr 40 91,22		Nb 41 92,91		Mo 42 95,94		Tc 43 [97]		Ru 44 101,07		Rh 45 102,91		Pd 46 106,40		Ag 47 107,87		Cd 48 112,40		In 49 114,87		Sn 50 118,69		Sb 51 121,75		Te 52 127,60		I 53 126,90		Xe 54 131,30																																																					
6	Cs 55 132,91		Ba 56 137,34		La* 57 138,91		Hf 72 178,49		Ta 73 180,95		W 74 183,85		Re 75 186,21		Os 76 190,2		Ir 77 192,22		Pt 78 195,09		Au 79 196,97		Hg 80 200,59		Tl 81 204,37		Pb 82 207,19		Bi 83 208,98		Po 84 [209]		At 85 [210]		Rn 86 [222]																																																					
7	Fr 87 [223]		Ra 88 226,05		Ac** 89 [227]		Ku		Ha 105 [260]		106		107		108		109		110		111		112		113		114		115		116		117		118																																																					

* Lanthanoide													
Ce 58 140,12	Pr 59 140,92	Nd 60 144,24	Pm 61 [145]	Sm 62 150,35	Eu 63 151,96	Gd 64 157,25	Tb 65 158,93	Dy 66 162,50	Ho 67 164,93	Er 68 167,26	Tm 69 168,94	Yb 70 173,04	Lu 71 174,97
** Actinoide													
Th 90 232,05	Pa 91 [231]	U 92 238,03	Np 93 [237]	Pu 94 [244]	Am 95 [243]	Cm 96 [247]	Bk 97 [247]	Cf 98 [251]	Es 99 [254]	Fm 100 [257]	Md 101 [258]	No 102 [253]	Lr 103 [256]

In Klammern [] das Atomgewicht des längstlebigen, bekannten Isotops

Abb. 6

6). (Es ist tatsächlich viel schöner als das abstrakte Schema, das in den Lehrbüchern steht; eigentlich müßte man sich das periodische System spiralförmig vorstellen.)

Entscheidend wichtig ist die Tatsache, daß Mendelejev, um die Elemente nach seiner Hypothese zu harmonisieren, sich gezwungen sah, die Reihe der Elemente nach Atomgewicht an mehreren Stellen umzubauen, das heißt: die damals akzeptierten experimentellen Werte für die Atomgewichte der entsprechenden Elemente umzuwerfen, andererseits einige leere Stellen in der Reihe einzubauen, welche noch nicht entdeckten Elementen entsprechen sollten.

Er entwickelte sogar detaillierte Prognosen über die chemischen und physischen Eigenschaften von drei der fehlenden Elemente.

Mendelejev war ein sehr mutiger aber auch ein sehr gründlicher Wissenschaftler. Er bekam in allen wesentlichen Punkten recht.

Fünfzehn Jahre nach Mendelejews Prognose wurde das erste der vermuteten Elemente von dem deutschen Chemiker Winkler gefunden; er nannte es „Germanium“; das nächste wurde von einem Franzosen entdeckt und wurde „Gallium“ genannt; das dritte von einem Schweden, Scandium. Alle hatten

genau die Eigenschaften, die Mendelejev vorausgesagt hatte.

So wiederholte sich die Geschichte der von Kepler bzw Titius und Bode vermuteten Planeten mehrmals. Es gab noch weitere fehlende Elemente, über die Mendelejev keine so genauen Voraussagen machen wollte. Alle, bis auf eine, sind radioaktiv, und es mag interessant sein, daß alle, bis auf eine Ausnahme, von Frauen entdeckt wurden. Die radioaktiven Elemente befinden sich also in instabilen Bereichen des Systems, im gewissen Sinne vielleicht entsprechend dem Bereich zwischen Mars und Jupiter im Sonnensystem.

Ein weiterer Durchbruch kam im Bereich der sogenannten Spektralanalyse, also der Erforschung der ganz bestimmten Frequenzen des Lichtes, die von einem gegebenen chemischen Stoff emittiert bzw. absorbiert werden.

Es gelang den Spektroskopern, den verblüffenden Wirrwarr der beobachteten Spektrallinien auf Kombinationen einiger weniger sogenannter Spektraltermen zu reduzieren, die sich wiederum auf wunderbar einfache Weise erklären ließen, indem man annahm, daß ein Atom nur in einer diskreten Reihe von Zuständen existieren könne. Aus Platzgründen kann ich nicht weiter auf diese Entwicklung eingehen, ich möchte nur mit einem Zitat des berühmten

Münchener Physikers Arnold Sommerfeld aus dem Jahr 1925 belegen, wie sehr der Geist von Kepler und die Weltharmonik das Denken der damaligen Atomphysiker geprägt hat:

„Schon Leonardo empfand die Klarheit der mathematischen Wahrheiten für den Geist so wohl-tätig wie den Sonnenschein für den Körper; und er konnte doch nach Lage der Dinge erst ein dunkles Vorgefühl haben von der intellektuellen Befriedigung, die uns Neuere aus der Schönheit und Einfachheit der Naturgesetze entgegenströmt, von der geradezu ästhetisch-musikalischen Freude, die wir empfinden, wenn wir mit jedem Tage deutlicher die ganzzahligen Harmonien der physikalischen Grunderscheinungen erlauschen Kepler hätte die heutige Quantentheorie erleben sollen! Er hätte seine kühnsten Jugendträume verwirklicht gesehen, zwar nicht im Makrokosmos der Gestirne, sondern im Mikrokosmos der Atome.“

Auch die Atomteilchen folgen bestimmten harmonischen Gesetzen

Ich möchte unsere Reise in Richtung des Unendlichkleinen einen letzten Schritt weiter treiben, um kurz die Frage nach der Harmonie der sogenannten Elementarteilchen aufzuwerfen.

Spätestens in den 1920er Jahren wurde klar, daß sich Elektron, Proton und andere Teilchen grundsätzlich anders verhalten, als die newtonschen Vorstellungen von Massepunkten oder harten, kleinen Kügelchen erlauben würden.

Unter anderem sind durch sogenannte Interferenzversuche mit Elektronen und anderen Teilchen wellenähnliche Eigenschaften zutage getreten, die vermuten lassen, daß die Teilchen mit Schwingungszuständen verbunden bzw. selbst irgendwelche nicht-linearen Schwingungszustände eines noch fundamentalen „Etwas“ sind.

Dieser Verdacht verhärtet sich, wenn man überlegt, daß sich Teilchen mit verblüffender Leichtigkeit ineinander umwandeln lassen – was eher auf eine Eigenschaft von Zuständen hindeutet, als auf wirkliche Dinge.

Wenn dies nun wahr ist, dann müßte man harmonische Beziehungen zwischen den Teilchen erwarten, und die findet man in der Tat.

Ich gebe nur ein einfaches Beispiel. Nach den Vorstellungen der Quantenphysik ist jedes Teilchen

mit einer Frequenz verbunden, der sogenannten DeBroglie-Frequenz, die proportional zur Masse der Teilchen sein soll.

In den 1970er Jahren bemerkte ein französischer Atomphysiker, daß die DeBroglie-Frequenzen der bekannten Elementarteilchen unter sich bemerkenswerte Harmonien zeigen.

Ich bin selbst einen kleinen Schritt weiter gegangen, und habe diese Frequenzen mit einer nach oben erweiterten musikalischen Tonleiter verglichen, die auf dem Wert $C = 256$ Hz basiert (dies ist die wissenschaftliche Stimmung, die von den klassischen Komponisten bevorzugt wurde, und die mit den astronomischen Zyklen am besten harmoniert). Nach oben mußte man die Tonskala deswegen erweitern, weil die DeBroglie-Frequenzen der Teilchen, verglichen mit hörbaren Tönen oder gar mit den Frequenzen der Lichtschwingungen, viel, viel höher sind. Aber siehe da! Die Frequenzen der Teilchen sind ganz stark um Frequenzen gruppiert, welche den Tönen der musikalischen Tonleiter entsprechen. Die wichtigsten Teilchen – nämlich Elektron, Proton und Neutron – entsprechen mit Hundertstelgenauigkeit reinen Tönen des musikalischen Tonsystems. Das Elektron liegt genau auf einem „A“, 58 Oktaven höher als das „A“, nach dem wir unsere Geigen stimmen! Die Frequenzen des Protons und des Neutrons, die sich nur sehr wenig voneinander unterscheiden, entsprechen genau einem „G“, 69 Oktaven höher als das „G“ auf dem Klavier über dem mittleren „C“.

So könnte man wahrlich von einem „wohltemperierten Universum“ sprechen, das genauer gestimmt ist, als jedes Orchester! Allerdings geht es, wie gesagt, hier nur um Andeutungen einer noch nicht entdeckten, großartigen Harmonie, die weiter erforscht werden müßte.

Auch die Harmonik des Lebens könnte eine umfassende sein

Letztlich möchte ich, nach der Harmonik des astronomischen und des mikrophysikalischen Bereichs, kurz noch einen dritten Bereich der Weltharmonik ansprechen: die Harmonie des Lebens.

Nun werden einige Leute vielleicht einwenden: was hat das Leben mit dem Universum als ganzem zu tun? Leben ist doch nur ein mehr oder weniger zufälliges, wahrscheinlich auf die Erde und vielleicht ein paar andere Flecken begrenztes Phänomen.

Wir bewegen uns hier eher im Bereich der Hypothesen, doch ich möchte zwei interessante Sichtweisen erwähnen.

Eine geht auf den großen russischen Geochemiker Vernadski zurück, der die Vorstellung der sogenannten „Noosphäre“ als Fortsetzung der Evolution durch den Menschen entwickelte.

Vernadski meinte in seinem Buch „Wissenschaft als ein planetarisches Phänomen“, daß der Mensch mit seiner schöpferischen Vernunft, die sich unter anderem in dem Fortschritt der Naturerkenntnisse ausdrückt, die spezifische Aufgabe und Funktion habe, die Biosphäre weiter zu entwickeln und sie auch jenseits der Erdkugel auszudehnen, also Leben auf anderen Planeten fortzupflanzen.

Wenn dies zutrifft, würden wir sagen, das Leben mag es zuerst nur an wenigen oder gar nur an einer Stelle des Universums geben, seine ganze Tendenz ist aber, sich auf das gesamte Universum auszudehnen.

In diesem Sinne ist die Harmonik des Lebens mindestens potentiell eine Weltharmonik.

Eine etwas andere, vielleicht komplementäre Ansicht, teile ich im hohen Grad, nämlich, daß das Leben nicht zufälligerweise entsteht, sondern einer Kerneigenschaft des Universums entsprechen muß.

Dies meinte auch Kepler, und er konnte mit seiner Konstruktion aus den regelmäßigen Körpern nachweisen, daß die Proportion des goldenen Schnitts – die man auf der Erde praktisch nur in den Formen lebender Organismen findet –, zugleich auch im Aufbau des Sonnensystems als ganzes nachzuweisen ist.

Man kann nämlich zeigen, daß das ganze System der regelmäßigen Körper, aus welchem Kepler die Proportionen des Sonnensystems abgeleitet hat, wiederum von den Verhältnissen des goldenen Schnitts abhängt. Den goldene Schnitt kann man auch auf andere Weise im Sonnensystem nachweisen (Abb.7).

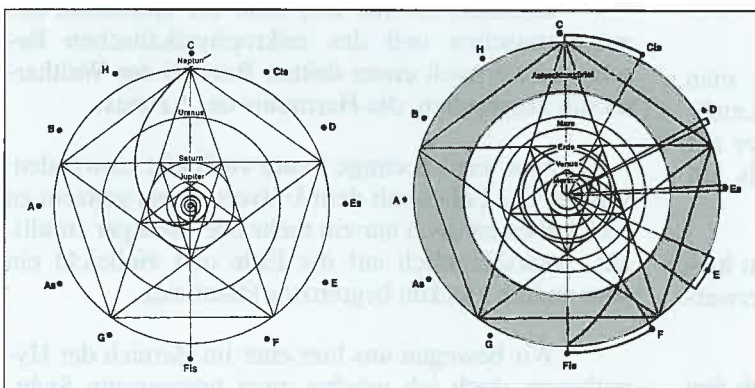


Abb. 7

Andererseits läßt sich die Proportion des goldenen Schnitts in lebenden Prozessen bis auf die mikroskopische Ebene nachweisen, nämlich in der Form des DNS-Moleküls (Abb. 8), welches, wenn man es längs der Achse anschauen würde, eine doppelte Fünfecksymmetrie aufweist.

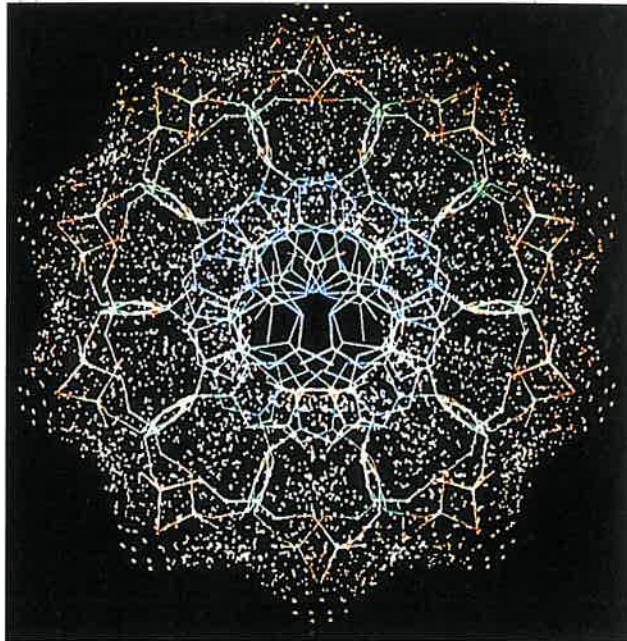


Abb. 8

Wollen wir aber wirklich verstehen, was Leben ist und wie lebende Prozesse wirklich organisiert sind, was für die Medizin und andere Bereiche natürlich eine höchst praktische Aufgabe ist, dann bringt uns die bloße Erwähnung des goldenen Schnitts nicht weit.

Die genaue mikroskopische, biochemische und biophysikalische Erforschung lebender Prozesse zeigt uns eine verblüffende Vielschichtigkeit und eine Komplexität, welche die raffiniertesten menschlichen Techniken und praktisch alle anorganischen Naturprozesse himmelweit hinter sich läßt.

Wie in keinem anderen Bereich sind wir mit der Frage der Harmonie konfrontiert: Was macht die Einheit eines lebenden Organismus' aus?

Daß ein lebender Organismus eine Einheit bildet, scheint selbstverständlich zu sein. Wenn ich sage, „ich“, wäre es wohl absurd zu fragen, welche Zelle oder welches Molekül gesprochen hat. Beim Anblick der schönen harmonischen Formen vieler Organismen, selbst die der sogenannten primitiven einzelligen Kieselalgen (Abb. 9), springt uns deren Einheit geradezu ins Auge.

Im letzten Jahrhundert waren noch viele Biologen Anhänger des sogenannten Vitalismus, wonach die Einheit lebender Or-

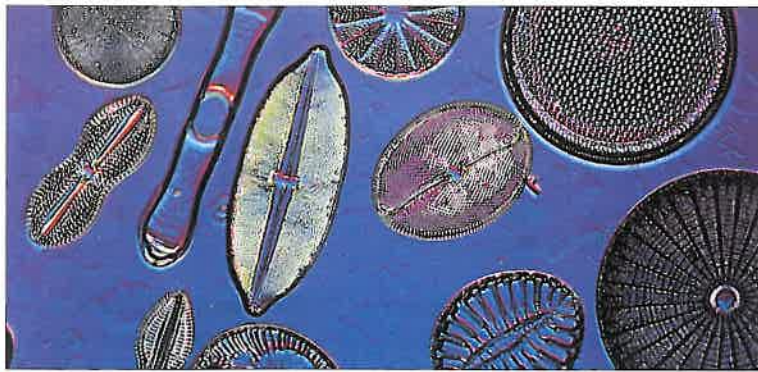


Abb. 9

ganismen mit einem speziellen, nur in lebender Materie vorkommenden „vis vitalis“ verbunden sei.

Doch der Vormarsch der Molekularbiologie und des Reduktionismus hat den Vitalismus besiegt. So war es lange Zeit gang und gäbe, eine Zelle als einen „flüssigen Sack voller Chemikalien“ anzusehen.

Doch je weiter man in die Lage gekommen ist, die wirklichen Abläufe in einer ungestörten Zelle im einzelnen zu verfolgen, desto größer wurde das Stauen.

Die Zellprozesse sind bis auf jeden noch so mikroskopischen Raum durch und durch organisiert, der Zellraum scheint ausgefüllt mit Membranen und anderen Strukturen, und selbst das Wasser befindet sich in einer eigenartig strukturierten Form.

Wenn also alles durchorganisiert, aber dennoch ständig in Fluß ist, wie kann dies alles gesteuert sein? In einer Sekunde finden etwa 100.000 oder mehr verschiedene chemische Reaktionen in verschiedenen Teilen der Zelle statt.

Wer oder was z.B. sorgt für die unglaubliche Logistik, die notwendigen Reaktionspartner immer „Just in time“ auf dem richtigen Ort zur richtigen Zeit zusammenzubringen, und die Reaktionsprodukte wiederum abzutransportieren und richtig zu verteilen?

Die Patentantwort einiger Molekularbiologen, alles sei in der DNA programmiert, überzeugt nicht. Die Abläufe sind offenbar nicht mechanistisch festgeschrieben wie in einem Computer, man kann sie unter Umständen massiv stören, die Zelle erholt sich und macht weiter.

Aus diesen und ähnlichen Gründen kam der große russische Biologe Alexander Gurwitsch in den 20er Jahren unseres Jahrhunderts zu dem Schluß, daß jenseits der bloßen chemischen Reaktionen noch ein anderer Faktor wirksam ist, welcher mit der organisatorischen Einheit der Zelle unmittelbar zusammenhängt.

Er nannte dies das „biologische Feld“. Gurwitsch benutzte diese Vorstellung als Arbeitshypothese, ohne auf die physikalische Natur des Feldes weiter einzugehen.

Doch Gurwitsch machte in Verbindung damit eine großartige Entdeckung, die eines Tages die ganze Biologie revolutionieren könnte: Alle lebenden Zellen emittieren ein ganz schwaches Licht, also Photonen, welche auf andere Zellen wirken können und offenbar mit der Wirkung des vermuteten biologischen Feldes zusammenhängen.

Gurwitschs Ergebnisse wurden heftig angegriffen, doch heute – dank der Arbeit des deutschen Biophysikers Fritz Popp und seiner Kollegen – kann man die ultraschwache Zellstrahlung mit technischen Geräten einwandfrei feststellen und messen.

Die sogenannte Biophotonen sind zu einem schnell wachsenden neuen Bereich der biologischen Forschung geworden.

Die bisherigen Forschungsergebnisse lassen sehr stark vermuten, daß sich die Materie eines lebenden Organismus' in einem eigenartigen resonanzartigen Zustand befindet, den man sonst nur andeutungsweise in der Quantenphysik von Lasern, Supraleitern und verwandten Systemen trifft.

Es scheint, als ob die Moleküle alle miteinander unmittelbar gekoppelt wären, als ob jeder wüßte, was der andere tut. Man nennt dies einen „makroskopischen Quantenzustand“, doch meines Erachtens verdeckt der imponierende Terminus nur unsere Unwissenheit.

Was wir mit den Biophotonen aber gewonnen haben, ist ein phantastisches neues Mittel, um die harmonischen Abläufen der lebenden Prozesse sozusagen in Realzeit zu belauschen.

Die wahre Welt ist weitaus interessanter als alle Esoterik

Ich habe mich bei unserer Reise zu den verschiedenen Facetten der Weltharmonik von der Esoterik ferngehalten.

Ich finde auf jedem Fall die wirkliche, mit offenen Augen erfahrbare Welt viel interessanter und ungleich reichhaltiger als eine Welt, die man nur erträumen oder im Jenseits erleben kann.

Ich wollte die Welt einer Naturwissenschaft zeigen, die nicht im kahlen Reduktionismus steckenbleibt, sondern die allumfassende Harmonie sucht, von der Leibniz geredet hat.

Findet man diese Harmonie? .

Nicht so, daß es irgendwann eine endgültige Lösung des „Welträtsels“ geben wird, das würde das Universum trivial machen.

Vielmehr liegt die große Harmonie für uns Menschen in einem Prozeß des Werdens, wie eine schöne Fuge von Bach, die sich immer weiter und immer schöner entwickelt.

Jede erfolgreiche Entdeckung wirkt wie ein harmonischer Akkord, der Einheit unter die vielen Erscheinungen bringt.

Nachdem dieser Akkord angeschlagen wurde, läuft der Prozeß weiter, es häufen sich Anomalien, neue Phänomene, die mit der gegebenen Theorie nicht übereinstimmen.

Diese wirken wie Dissonanzen, die aber wiederum ihre Auflösung in der Harmonie einer neuen, besseren und umfassenderen Theorie oder Hypothese finden.

Und so entfaltet sich die Fuge weiter.

Technologische Aspekte der externen Vorspannung bei Segmentbrücken

Die externe Vorspannung hat gegenüber der Vorspannung mit Verbund viele technische Vorteile

Während die externe Vorspannung bis Ende der 80er Jahre in Deutschland nicht beachtet worden war, wurde sie in Frankreich, den USA und Südostasien auch damals schon häufiger angewendet. Erst als mehrere Spannbetonbrücken Schäden aufwiesen, deren Instandsetzung sehr teuer wurde, kam die Frage nach einer dauerhafteren Brückenkonstruktion auf. Eine der Antworten war die externe, verbundlose Vorspannung, die manche Vorteile aufweist. Erste praktische Erfahrungen mit der externen Vorspannung wurden vor allem am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe gesammelt, das sich seit Mitte der 80er Jahre mit dieser Brückenbau-Technik beschäftigt. Der folgende Beitrag skizziert die wichtigsten technologischen Aspekte für den Einsatz externer Spannglieder im Brückenbau.

Dipl.-Ing. Christian Weidlich



studierte Bauingenieurwesen an der Universität Karlsruhe (Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau); von 1969 bis 1973 war er wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Beton und Stahlbeton, von 1973 bis 1979 Assistent am Lehrstuhl dieses Instituts und von 1980 bis heute ist er wissenschaftlicher Angestellter an diesem

Instituts, das heute Institut für Massivbau und Baustofftechnologie heißt.

1 Einführung

In Deutschland taucht die externe Vorspannung zuerst Ende der 20er Jahre dieses Jahrhunderts auf. 1928 baute Dischinger eine Brücke in Alsleben und 1936/37 eine unterspannte Brücke über die Mulde in Aue/Sachsen. Diese Brücke wurde in den vergangenen Jahren wieder instandgesetzt. Damals lag der Grund für die extern verlegten Spannglieder in der schlechten Stahlqualität. Die Verluste infolge Schwindens und Kriechens des Betons und der Relaxation des Spannstahls sollten durch Nachspannen ausgeglichen werden.

Zum Verständnis: verbundlose bzw. externe Vorspannung bedeutet, daß zwischen den Spanngliedern, die meist in Hüllrohren verlegt sind, und der sie umgebenden Betonkonstruktion kein Verbund besteht. Das kann dadurch geschehen, daß z.B. bei Flachdecken oder bei der Quervorspannung von Brücken sogenannte Monolitzen verlegt werden. Das sind Spanndrahtlitzen mit einer 1,5 mm dicken PE-Umhüllung und einem Korrosionsschutzmittel zwischen den beiden Materialien.

Abb. 1 zeigt eine Flachdecke mit Monolitzen als verbundloser Vorspannung. Nach der Erhärtung des Betons werden die Litzen gespannt (sie sind in



Abb. 1: Flachdecke mit Monolitzen (Verbundlose Vorspannung)

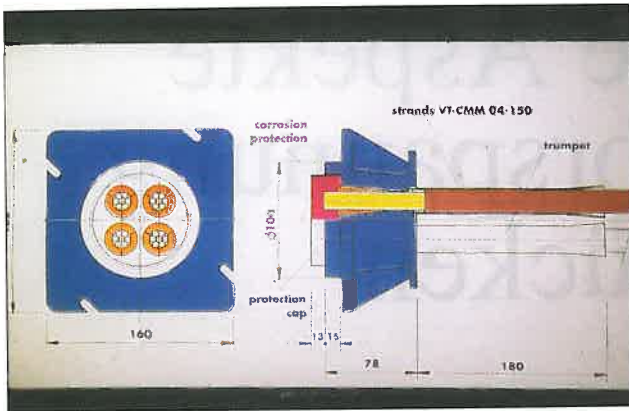


Abb. 2: Verankerung der Monolitzen

dem Fett liegend ja beweglich) und auf herkömmliche Art verankert (Abb. 2). Dies ist also ein Beispiel für eine verbundlose Vorspannung.

Als externe Vorspannung bezeichnet man in der Regel in Längsrichtung von Brücken verlegte Spannglieder, die häufig an den Innenseiten der Hohlkästen liegen. Abb. 3 zeigt den Hohlkasten der Brücke Berbketal bei Arnsberg in Westfalen (im Zuge der BAB A46).

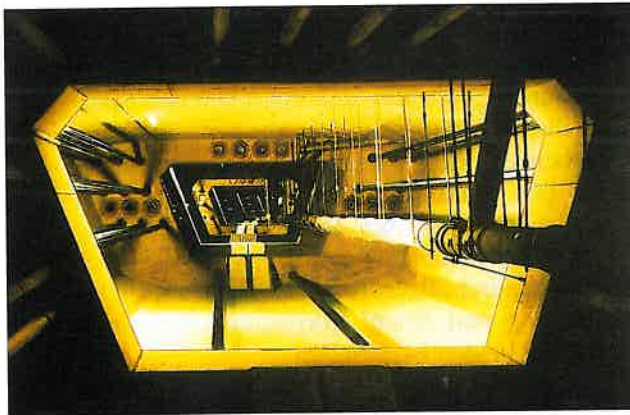


Abb. 3: Hohlkasten der Brücke Berbketal (Externe Vorspannung)

Bis Ende der 80er Jahre wurde in Deutschland die externe Vorspannung nicht beachtet, während sie in Frankreich, USA und Südostasien häufiger angewendet wurde.

Erst als in den 80er Jahren eine größere Zahl von Schäden an Spannbetonbrücken auftrat und die Instandsetzung sol-

cher Brücken einen sehr großen finanziellen Aufwand darstellte, wurde die Frage nach einer dauerhafteren Brückenkonstruktion aufgeworfen.

Vorwiegend in Zusammenarbeit von Herrn Baudirektor Voß vom Landschaftsverband Westfalen-Lippe und Prof. Eibl, Universität Karlsruhe, wurde die externe Vorspannung wieder neu belebt.

Anstelle einer kontinuierlichen Stützung bei Vorspannung mit Verbund wird bei der externen Vorspannung das Spannglied geradlinig mit ein oder zwei Umlenkungen pro Feld verlegt (Abb. 4).

Die Vorteile der externen Vorspannung gegenüber der Vorspannung mit Verbund sind:

- Kontrollierbarkeit der Spannglieder,
- Auswechselbarkeit der Spannglieder,
- kein Spannungszuwachs durch Risse im Beton,
- geringe Schwingweite infolge Verkehrslasten,
- dadurch höhere zulässige Spannkraft ($0,7 \cdot F_{ZN}$),
- dünnere Stege, bessere Verdichtung.

2 Zugelassene Spannverfahren für externe Vorspannung

Erste praktische Erfahrung mit der externen Vorspannung sammelten wir im Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe Mitte der 80er Jahre.

In der Schweiz wurde im Zuge der N2 vom Gotthard nach Locarno bei Bellinzona eine Brücke mit externer Vorspannung geplant und gebaut. Die Brücke verbindet die beiden Orte Preonzo und Claro und heißt im folgenden auch immer Preonzo-Claro-Brücke (Abb. 5). An den Umlenkstellen im Inneren

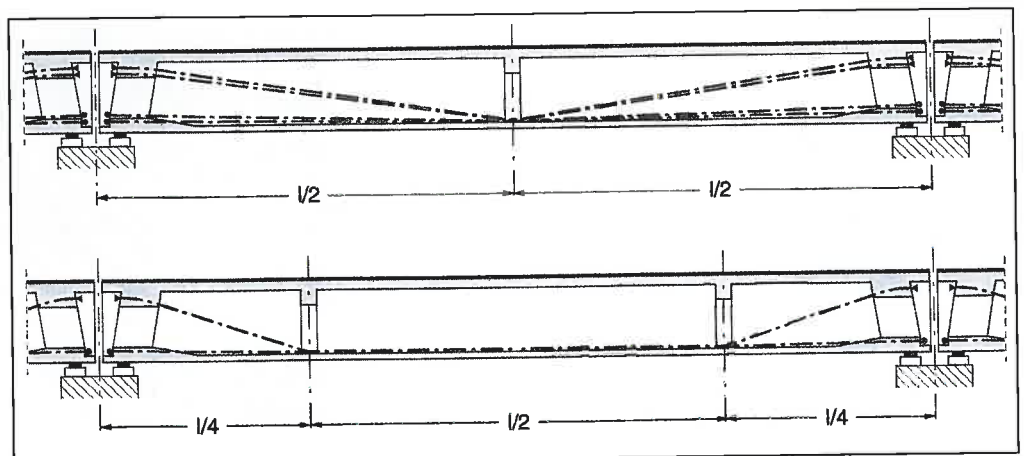


Abb. 4: Spanngliedführung mit ein oder zwei Umlenkstellen (Externe Vorspannung)



Abb. 5: Brücke Preonzo-Claro, Tessin/Schweiz



Abb. 6: Umlenksattel für externe Spannglieder in der Brücke Preonzo-Claro

der Hohlkästen werden die Spannglieder über Stahlsättel, die in kräftige Betonkonstruktionen eingelassen sind, geführt (Spannverfahren BBRV-Stahlton, **Abb. 6**).

In den folgenden Jahren wurden weitere Spannverfahren im Institut für Massivbau getestet, und bis heute gibt es meines Wissens vier Hersteller, die eine bauaufsichtliche Zulassung besitzen. **Abb. 7** gibt eine Übersicht über einige der bereits zugelassenen Spanngliedtypen (links im Bild: HDPE-Hüllrohr \varnothing 90-120 mm als äußerer Schutz und im Innern 30 bis 60 Spanndrähte \varnothing 7 mm glatt der Fa. SUSPA, der Zwischenraum wird ausgefüllt mit einem Fett (Markenname Denso-Jet o.ä.) als Korrosionsschutz-

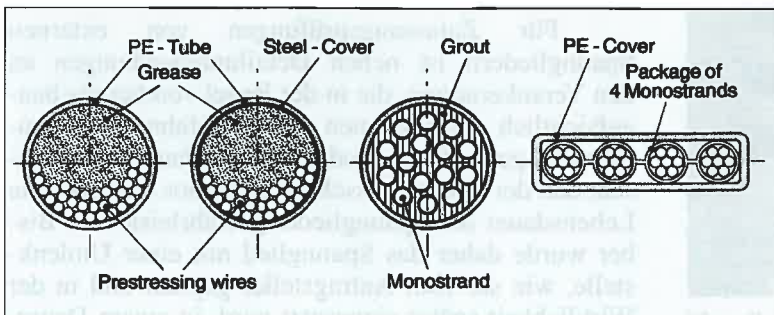


Abb. 7: Übersicht über zugelassene externe Spanngliedtypen

masse; daneben: das gleiche nur mit einem verstärkten äußeren HDPE-Rohr (Stahlpanzerung) (Fa. SUSPA); als drittes: im Innern 15 Monolitzen parallelgeführt mit Abstandhaltern über den Umlenksätteln, Zwischenraum mit Mörtel injiziert (D+W); ganz rechts: flache, fast rechteckige Bänder aus HDPE, 2 bis 4 Monolitzen nebeneinander liegend und mit einer 3-4 mm dicken zweiten Kunststoffhülle umgeben (VT)

Die rechteckigen Bänder haben gegenüber den runden Rohren gewisse Vorteile:

- sie sind mit max. vier Litzen leicht und gut zu handhaben,
- sie sind bis zu vier Lagen stapelbar,
- sie passen durch die rechteckige Form gut aufeinander,
- an Umlenkstellen muß z.T. nur für eine Krümmungsebene gesorgt werden.

Die folgenden Bilder zeigen die erwähnten Spannglieder in Wirklichkeit:

Abb. 8: verstärktes Spannglied der Fa. SUSPA (die Verstärkung wurde aus Kostengründen nicht als Zulassung beantragt. Es wird also nur das einfache PE-Rohr verwendet und für die größeren Spannglieder ein größerer Krümmungsradius akzeptiert).



Abb. 8: Spannglied der Fa. SUSPA, HDPE mit Stahlverstärkung

Abb. 9: Spannglied der Fa. Dyckerhoff + Widmann (jetzt DSI) mit 15 Monolitzen parallel geführt mit Zementinjektion

Abb. 10: flache Spannbänder der Firma Vorspann-Technik

Die grundsätzlichen Unterschiede zwischen externen Spanngliedern und Spanngliedern mit Verbund liegen in den Verankerungen und in den Umlenkstellen.



Abb. 9: Spannglied der Fa. D+W, parallel geführte Monolitzen mit Zementverpressung



Abb. 10: Monolitzen und flache Spannbänder der Firma VT

3 Die Verankerungen externer Spannglieder

Die Verankerungen externer Spannglieder müssen im Gegensatz zu denen im Verbund die volle Spannkraft während der gesamten Lebensdauer über-

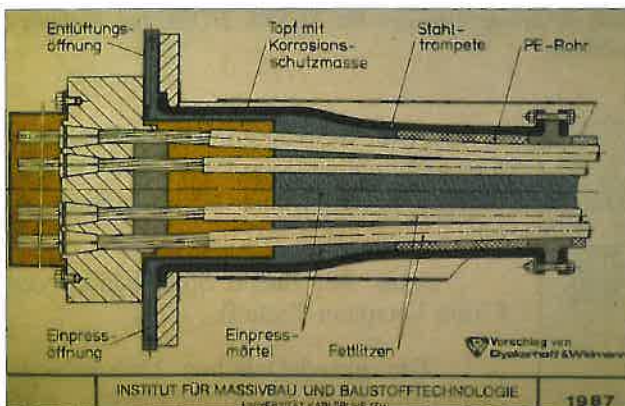


Abb. 11: Verankerung des Spannglieds der Firma D + W (Zeichnung)

tragen. Bei Vorspannung mit Verbund wird ja der größte Teil der Spannkraft über Verbund in die Betonkonstruktion geleitet.

Abb. 11 veranschaulicht die Verankerung eines externen Spannverfahrens mit runden HDPE-Rohren, Monolitzen und Zementinjektion (D+W) im Schnitt und Abb. 12 in Wirklichkeit.



Abb. 12: Verankerung des Spannglieds der Firma D + W

Im weiteren Verlauf werden die Monolitzen vor jeder Umlenkung durch mehrere Abstandhalter gefädelt und somit stets parallel geführt und das gesamte Spannbündel anschließend in den Bereich der Umlenkung hineingezogen.

4 Umlenkstellen ohne kontinuierliche Stützung

Bei der Vorspannung mit Verbund erfolgt die Umlenkung bekanntlich kontinuierlich durch die in der Regel parabolisch im Beton verlegten Hüllrohre. Eine kontinuierliche Stützung ist bei der externen Vorspannung aus Kostengründen nicht vorgesehen. Hier beschränkt man sich auf wenige – sehr häufig sogar nur 1 – Umlenkstelle pro Feld (Abb. 4).

Für Zulassungsprüfungen von externen Spanngliedern ist neben Detailuntersuchungen an den Verankerungen, die in der Regel von bereits bauaufsichtlich zugelassenen Spannverfahren entnommen und geringfügig modifiziert werden, nachzuweisen, daß der Korrosionsschutz lückenlos und über die Lebensdauer der Spannglieder gewährleistet ist. Bisher wurde daher das Spannglied mit einer Umlenkstelle, wie sie vom Antragsteller geplant und in der Wirklichkeit später eingesetzt wird, in einem Dauerschwingversuch getestet.

Bei dem Dauerschwingversuch wurden folgende Werte gefordert

Oberlast	$F^o = 0,7 \cdot F_{ZN}$
Schwingweite	$\Delta\sigma = 35 \text{ N/mm}^2$
Lastwechsel	$n = 2 \text{ Millionen}$
Temperatur	$T = +35 \text{ }^\circ\text{C}$ (auch schon $-15 \text{ }^\circ\text{C}$)

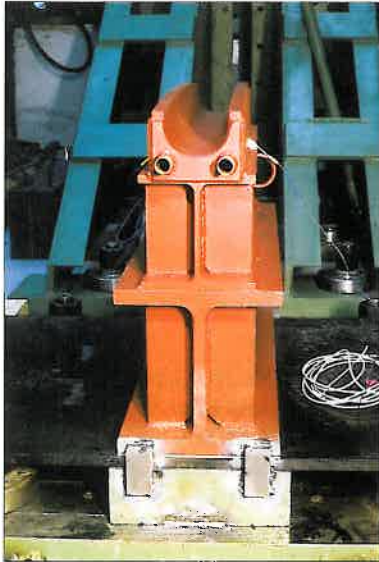


Abb. 13: Umlenksattel aus Stahl

Bei der Brücke Preonzo-Claro wurde eine Sattelkonstruktion aus Stahl verwendet (Abb. 13). Bei der Prüfung des Spannverfahrens von D + W war es eine Betonkonstruktion (Abb. 14). Das sind Sättel, die im oberen Bereich genau den später eingebauten Umlenkstellen entsprechen müssen. Der untere Bereich ist dem Versuch in unserer

Halle angepaßt. Abb. 14 zeigt zusätzlich noch vier Rohre für die Erwärmung des Sattelbereichs auf $35 \text{ }^\circ\text{C}$.

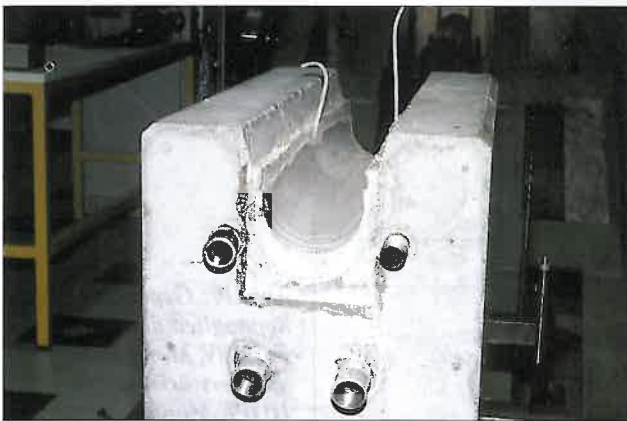


Abb. 14: Umlenksattel aus Beton

Untersuchungen an quergedrückten Spannstählen auf HDPE-Material führten dazu, daß wir als zulässige Querdruckkraft einen Wert von $U = 60 \text{ kN/m}$ festgelegt haben. Das führt dazu, daß man über die Beziehung

$$U = \frac{F_i}{R} = \frac{n \cdot F_1}{R} \leq 60$$

$$R \geq \frac{n \cdot F_1}{60}$$

U = Querdruckkraft

F_i = gesamte Vorspannkraft

F_1 = Vorspannkraft 1 Drahtes

n = Anzahl der übereinanderliegenden Drähte

den geringsten Radius ermitteln kann.

Überschlägig kann festgelegt werden:

kleine Spannglieder $zulF = 1000 - 1500 \text{ kN}$
 $R_{min} = 2-3 \text{ m}$

mittl. Spannglieder $zulF = 2000 - 2500 \text{ kN}$
 $R_{min} = 4 \text{ m}$

größere Spannglieder $zulF = 3000 - 3500 \text{ kN}$
 $R_{min} = 6 \text{ m}$

5 Neue Entwicklungen

Die Anwendung der externen Vorspannung in Deutschland ist jetzt nur etwas mehr als zehn Jahre alt. Auf einigen Gebieten haben wir Erfahrungen sammeln können, z.B. bei den Verankerungen, den Umlenkstellen und der zulässigen Querpressung. Noch nicht ausreichend sind die Erfahrungen mit den Materialien

- HDPE-Rohre,
- Korrosionsschutzmasse = Fett,
- dünne PE-Mäntel.

Die so wichtigen Fragen der Alterungsbeständigkeit, Versprödung und der UV-Strahlung sind noch nicht vollständig beantwortet.

Die Spannglieder, die bisher eine Zulassung erhielten, haben sich – bis heute – bewährt.

Da sie z.T. sehr konservativ sicher angelegt sind, wie z.B. das Spannglied von D + W mit

- äußerem HDPE-Rohr,
- Mörtelinjektion,
- Monolitzen,

also dreifachem Korrosionsschutz, geht die Entwicklung z.T. zu einfacheren, d.h. kostengünstigeren Lösungen und vor allem zu solchen Lösungen, die einen möglichst geringen Arbeitsaufwand vor Ort auf der Baustelle benötigen.

So hat D + W ein einfacheres Verfahren entwickelt, das in Abb. 15 zu sehen ist: nackte Litzen (keine Monolitzen), kunststoffummantelter Spiraldraht im Hüllrohr der freien Länge, doppelwandiges Hüllrohr mit Zementinjektion im Umlenkbereich.

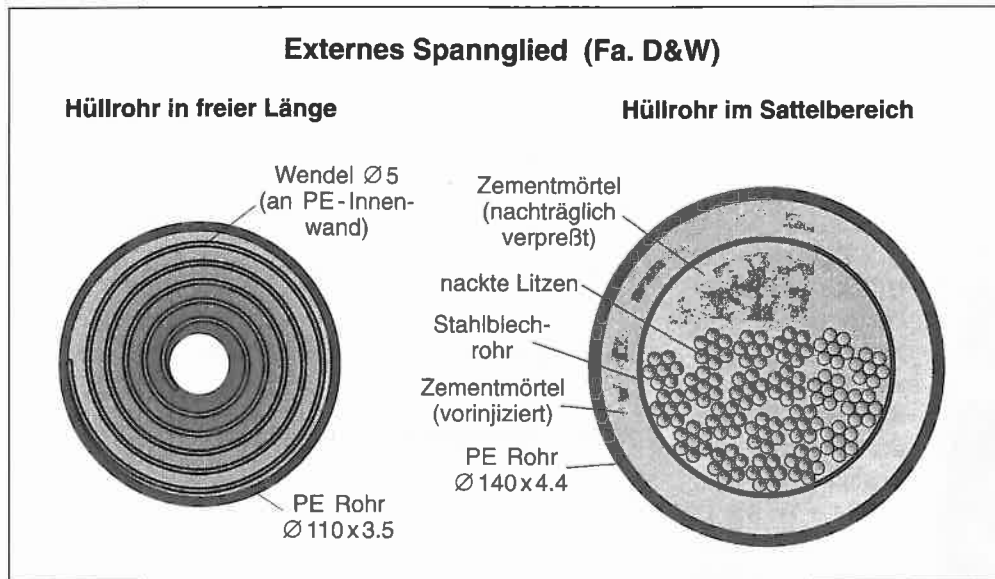


Abb. 15: Geplantes Spannglied der Fa. D + W, nackte Litzen mit Zementverpressung

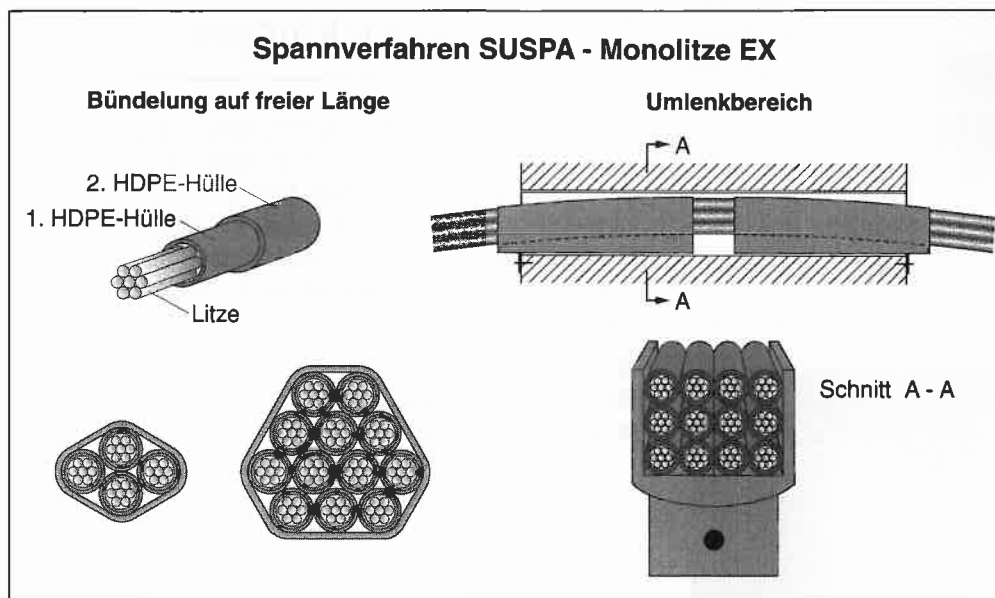


Abb. 16: Geplantes Spannglied der Fa. SUSPA mit doppelter HDPE-Hülle

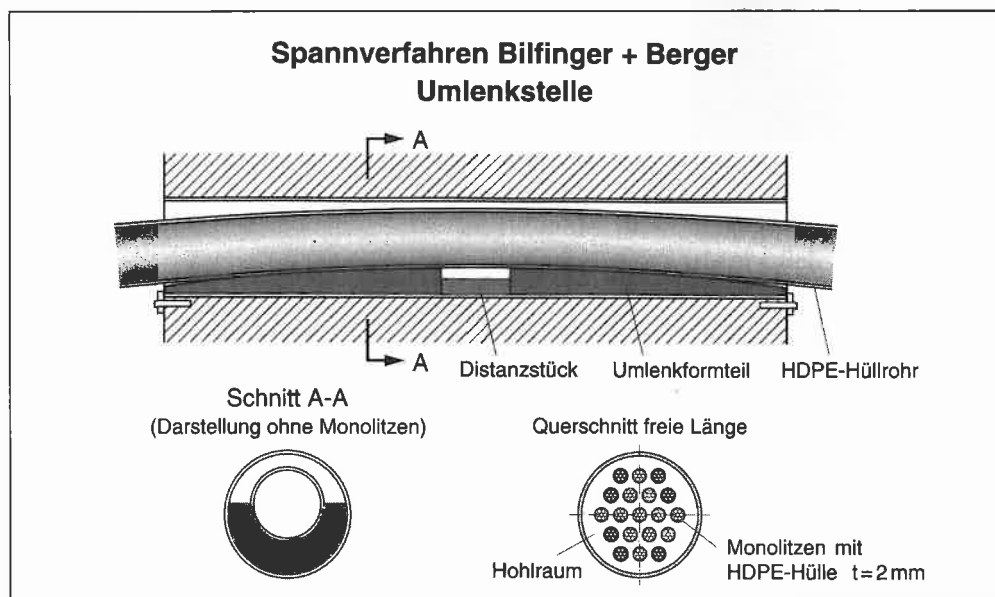


Abb. 17: Geplantes Spannglied der Fa. BBV, Monolitzen mit verstärktem HDPE-Mantel

Die Firma SUSPA plant für ein Litzen-spannglied eine Ausführung mit einer doppelten PE-Hülle (Abb. 16) und die Firma Bilfinger + Berger Vorspanntechnik eine solche mit dickerem PE-Mantel (Abb. 17).

Zum Schluß möchte ich die Anwendung der externen Vorspannung an dem Beispiel einer ausgeführten Segmentbrücke zeigen.

6 Segmentbrücke mit externen Spanngliedern

Das bisher Gesagte gilt für Brücken ganz allgemein, d.h. sowohl für monolithische Hohlkastenbrücken als auch für Segmentbrücken.

Da Segmentbrücken in Deutschland nicht gebaut worden sind, wird im folgenden ein Beispiel aus Südostasien gewählt.

Unser Institut erhielt vor zwei Jahren den Auftrag, Verformungs- und Dehnungsmessungen an einem 44 m langen Brückenfeld, bestehend aus 18 Segmenten, durchzuführen.

Die Firma Bilfinger + Berger baut in Bangkok eine Hochstraße von 55 km Länge. Die Segmente haben eine Länge von 2,55 m, eine Breite von ca. 27 m und eine Höhe von 2,60 (Abb. 18). Der Entwurf stammt vom Ingenieurbüro Jean Muller aus USA.



Abb. 18: Segment für eine Hochstraße in Bangkok, Thailand

Der Querschnitt ist sehr schlank, der Hohlkasten wird durch zwei Fertigteilstützen in drei dreieckförmige Teilkästen gegliedert. Für die 55 km lange Strecke sind etwas mehr als 20.000 Elemente herzustellen. Es gibt keine Bewehrung, die über die Fugen

geht. Die Verzahnungen bleiben trocken, es wird kein Epoxidharz verwendet.

Die Segmente werden aneinandergesetzt, die externen Spannglieder durch Öffnungen in den Betonsätteln unter den Stützen eingefädelt, gespannt und verpreßt. Es handelt sich hier um HDPE-Rohre mit nackten Litzen ohne jegliche sonstige Vorkehrungen.

Die Biegung wird also durch die externen Spannglieder und die Betondruckzone und die Querkraft über Reibung in den Verzahnungen übertragen.

Der gesamte Testbalken ist in Abb. 19 und Abb. 20 dargestellt: Länge etwa 44 m, Breite 27,20 m, Höhe 2,60 m.



Abb. 19: Aufbau eines gesamten Brückenfeldes zur Prüfung (Testspan)



Abb. 20: Detail des Brückenfeldes

Die externe Vorspannung im Innern des Hohlkastens zeigen Abb. 21 und Abb. 22. Die Belastung erfolgt durch vorgefertigte Bündel aus Bewehrungsstahl (Abb. 23).

Die Verlegung solcher Segmente ist auf Abb. 24 gezeigt, allerdings nicht mit dem neuen Querschnitt sondern mit einem älteren.



Abb.21: Innere des Hohlkastens mit externen Spanngliedern der Fa. Bilfinger + Berger



Abb. 23: Belastung des Brückenfeldes durch Bewehrungsstahlbündel



Abb. 22: Innere des Hohlkastens mit externen Spanngliedern der Fa. Bilfinger + Berger



Abb. 24: Verlegung der Segmente

Über der zu errichtenden Hochstraße liegt ein sehr starker Fachwerkträger aus Stahl. An diesen werden die Segmente angehängt, zusammengeschoßen, die externen Spannglieder eingefädelt, vorgespannt und verpreßt.

Es ist erstaunlich, daß ein Brückenfeld von ca. 44 m Länge z.Zt. in Bangkok in zwei Tagen ohne Nachtschicht bei laufendem Verkehr im Erdgeschoß vollständig eingebaut und vorgespannt werden kann.

Mauerwerk in Europa

Anmerkungen eines Engagierten

Wer, wie der Autor des folgenden Beitrags, seit vielen Jahren in europäischen Normenausschüssen und zugehörigen deutschen Spiegelausschüssen tätig war, weiß ein Lied von den Schwierigkeiten und Problemen zu singen, die bei der Arbeit an den Eurocodes und ihrer Umsetzung im nationalen Rahmen entstehen. Am Beispiel des Mauerwerksbaues berichtete er darüber auf der Jahrestagung der Prüflingenieur 1998 in Bremen. Wesentliche Änderungen, die bei der Bemessung von Mauerwerk nach EC 6 auftreten, werden dabei ebenso behandelt wie Auswirkungen auf die Bemessung von gemauerten Gebäuden in deutschen Erdbebengebieten. Der extrem gewachsene Umfang so mancher Norm, der Aufwand bei den rechnerischen Nachweisen und die Auswirkungen in der Praxis werden an Beispielen dargestellt. Über allem aber ist als außerordentlicher Erfolg festzuhalten, daß nunmehr eine erste Fassung grundlegender europäischer Normen vorliegt. Die bevorstehende Überarbeitung bietet nochmals Möglichkeiten zur Einflußnahme.

Prof. Dr.-Ing. Walther Mann

Jahrgang 1931, studierte Bauingenieurwesen an der TH Darmstadt, promovierte am dortigen Institut für Massivbau und arbeitete danach in der Technischen Abteilung der Philipp Holzmann AG in Frankfurt am Main; von 1967 bis zur Pensionierung war er Professor für Statik der Hochbaukonstruktionen im Fachbereich Architektur der TH Darmstadt; seit 1968 ist er Prüflingenieur für Baustatik; Mitglied mehrerer nationaler und internationaler Ausschüsse, Obmann des Ausschusses DIN 1053-1 und DIN 1953-100.

1 Überarbeitung der europäischen Vornormen

Die Arbeiten zur Harmonisierung der Europäischen Baunormen kommen derzeit in ein neues und vorerst letztes Stadium: Im März 1998 hat das zuständige Technische Komitee der europäischen Normenorganisation CEN beschlossen, die als europäische Vornormen ENV bestehenden grundlegenden Teile der Eurocodes zu überarbeiten und in endgültige europäische Normen EN zu überführen. Davon betroffen sind die grundlegenden Teile der folgenden EuroCodes:

EC 1:	ENV 1991	Grundlagen, Sicherheitstheorie, Lastannahmen
EC 2:	ENV 1992	Stahlbeton und Spannbeton
EC 3:	ENV 1993	Stahl
EC 4:	ENV 1994	Verbundbau Stahl und Beton
EC 5:	ENV 1995	Holz
EC 6:	ENV 1996	Mauerwerk
EC 7:	ENV 1997	Geotechnik
EC 8:	ENV 1998	Erdbeben

Die ersten Arbeitssitzungen haben zu diesem Zweck bereits stattgefunden. Der Zeitplan von CEN sieht vor, daß die Normen als endgültige europäische Normen EN in zwei bis drei Jahren erarbeitet sein sollen, so daß sie danach in den einzelnen Ländern eingeführt werden können. Nach einer Übergangsfrist von wenigen Jahren sollen sie die nationalen Normen, bei uns also die DIN-Normen, ersetzen. Auch wenn dieser Zeitplan in unserem Land nicht so optimistisch eingeschätzt wird: Die europäische Entwicklung kommt wieder ein Stück voran; wir tun gut daran, uns darauf einzustellen.

Wir müssen sehen, daß die gerade anlaufende Überarbeitung für uns alle von größter Bedeutung ist: Besteht doch jetzt die letzte Möglichkeit, Änderungswünsche einzubringen und den Eurocodes eine Form zu geben, nach der wir später sinnvoll arbeiten können.

Mit einigem Engagement habe ich in den letzten Jahren die Entwicklung der Eurocodes beobachtet und teilweise daran mitgewirkt, manchmal mit befriedigendem Ergebnis, gelegentlich auch mit frustrierenden Erfahrungen. Ich will mich bemühen, im folgenden über den Stand der Dinge zu informieren und einige Punkte aufzuzeigen, die mich bewegen.

Ich beschränke mich dabei auf Mauerwerk, also auf den EC 6, und auf einige Probleme im EC 8 Erdbeben, von denen Mauerwerk besonders stark betroffen ist.

2 Mauerwerk nach Eurocode EC 6

Der Eurocode EC 6 gliedert sich in mehrere Teile:

- ENV 1996-1-1 Grundlagen für unbewehrtes, bewehrtes und vorgespanntes Mauerwerk
- ENV 1996-1-2 Brandschutz
- ENV 1996-1-3 Senkrecht zur Ebene belastete Wände
- ENV 1996 - 2 Ausführung von Mauerwerk
- ENV 1996 - 3 Vereinfachte Regeln für die Berechnung von Mauerwerk

Im folgenden behandle ich nur das Grundlagen-Dokument Teil 1-1 sowie kurz die vereinfachten Berechnungsregeln nach Teil 3.

2.1 Grundlagendokument ENV 1996-1-1 für Mauerwerk

Das Grundlagendokument ist in die folgenden sechs Abschnitte und mehrere Anhänge gegliedert:

1. Allgemeines
2. Sicherheitskonzept, Grundlagen der Bemessung
3. Baustoffe
4. Berechnung und Bemessung
5. Konstruktionsdetails
6. Ausführung von Mauerwerk
Anhänge

Diese Teile umfassen alle Aspekte des Bauens mit Mauerwerk und entsprechen sowohl in der Gliederung als auch im Inhalt in weiten Bereichen unserer Mauerwerksnorm DIN 1053-1. Dies ist vor allem ein Verdienst von Prof. Kirtschig, Hannover, der als deutscher Vertreter im sogenannten Projekt-Team, das die Beschlüsse vorbereitete, wirkte.

Im folgenden benenne ich vorerst einige wichtige Punkte der Bemessung von Mauerwerk, in denen der EC 6 von der uns vertrauten DIN 1053 abweicht. Unseren Wunsch, bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk in getrennten Normteilen zu behandeln, um die Norm für die Praxis übersichtlicher zu gestalten, konnten wir bisher nicht durchsetzen, so daß beide Bauarten im gleichen Normteil behandelt werden. Es ist zu wünschen, daß dies bei der Überarbeitung doch noch geändert wird.

2.2 Auswirkungen des neuen Sicherheitskonzeptes mit Teilsicherheitsfaktoren.

Wie alle Eurocodes beruht auch EC 6 auf dem neuen Sicherheitskonzept, nämlich dem Nachweis der Sicherheit im Bruchzustand mit Hilfe von Teilsicherheits-Faktoren. Sehr vereinfacht bedeutet dies: Der mit Teilsicherheitsfaktoren reduzierte Widerstand eines Querschnitts muß stets größer sein als der mit Teilsicherheitsfaktoren multiplizierte Lastangriff. Der bisher in unserer DIN 1053-1 übliche Nachweis mit zulässigen Spannungen im vereinfachten Verfahren entfällt damit ebenso wie der Nachweis mit globalem Sicherheitsbeiwert im genaueren Verfahren.

Für die Teilsicherheiten sind folgende Werte vorgesehen:

Eigengewicht	1,35	(ungünstig) bzw. 1,0 (günstig wirkend)
Verkehrslast	1,5	(ungünstig) bzw. 0 (günstig wirkend)
Widerstand	1,7	(Kategorie A/I).

Dies klingt schlüssig, hat aber seine Konsequenzen. Ich will einige davon aufzeigen:

Größere klaffende Fuge: Bei Windscheiben ist häufig der Lastfall $\min N + \max M$ maßgebend. Entsteht M aus einer Verkehrslast, also z.B. aus Wind, so gilt im Bruchzustand mit Teilsicherheitsfaktoren der Lastfall $1,0 N + 1,5 M$; dies führt auf die 1,5-fache Exzentrizität e gegenüber dem Nachweis mit globalem Sicherheitsbeiwert und damit auf eine größere klaffende Fuge bzw. eine kleinere überbrückte Restfläche. Dies wirkt sich bei der Bemessung ungünstig aus, zum Beispiel beim Schubnachweis.

Einschränkung: klaffende Fugen nur bis zur Schwerachse, kann entfallen: Die bisher übliche Einschränkung, daß Klaffungen nur bis zur Schwerachse zulässig sind, kann entfallen. Die darin implizit enthaltene 1,5-fache Kippsicherheit um die Querschnittskante ist in Zukunft durch den Teilsicherheitsbeiwert 1,5 explizit nachgewiesen.

Geringere mögliche Last-Exzentrizität: Bisher ergab die Einschränkung, daß Klaffungen nur bis zur Schwerachse zulässig sind, eine 1,5-fache Kippsicherheit um die Querschnittskante. In Zukunft ist dieser Lastfall explizit zu bemessen. Dies bedeutet, daß man unter der 1,5-fachen Exzentrizität die Last abtragen muß, dafür also Querschnittsfläche braucht. Die Lastresultierende kann deshalb nicht auf der Querschnittskante stehen, muß vielmehr in den Querschnitt rücken, was eine geringere mögliche Exzentrizität zur Folge hat.

Größerer Rechenaufwand: Durch die Teilsicherheitsfaktoren wird die Zahl der Lastfälle erheblich vergrößert, was einen entsprechend vergrößerten Rechenaufwand zur Folge hat. Betrachtet man zusätzlich eine Wand als Teil eines vielfach statisch unbestimmten Rahmens, sind Vereinfachungen für den praktischen Nachweis unerlässlich.

Es zeigt sich also, daß man die größere Konsequenz und Schlüssigkeit beim Nachweis nicht umsonst bekommt, und daß Vereinfachungen notwendig sind, will die Praxis nicht im Rechnen ersticken. Der vereinfachte Nachweis nach Teil 3 des EC 6, auf den ich noch zu sprechen komme, gibt dafür bereits eine Richtung an. Es ist zu hoffen, daß dieser Weg bei der Überarbeitung der Norm weiter ausgebaut wird.

2.3 Materialfestigkeit als charakteristische Werte f_K

Wie bei allen Baustoffen wird in Zukunft auch die Festigkeit von Mauerwerk als charakteristische Festigkeit f_K definiert. Sie bedeutet die 5 %-Fraktile der Versuchswerte, bezogen auf die theoretische Schlankheit Null. Die bisher in β_R enthaltenen Faktoren zur Berücksichtigung einer Langzeitwirkung und eines eventuellen Einflusses der Prüfmaschine entfallen und werden dem Teilsicherheitsbeiwert γ_M zugewiesen. Damit ergibt sich nach unserer heutigen Vorstellung als einfache Umrechnung:

$$f_K = 3,14 \sigma_0 = 1,18 \beta_R$$

2.4 Spannungsverteilung unter exzentrischer Belastung

Die bisherige Annahme einer linearen Spannungsverteilung unter exzentrischer Last war für den Gebrauchszustand zutreffend, im Bruchzustand jedoch zu ungünstig. Versuche haben nämlich gezeigt, daß die Bruchlast um etwa ein Drittel höher liegt als die mit linearer Spannungsverteilung ermittelten Werte. In DIN 1053-1 ist deshalb eine Erhöhung der Randspannungen um den Faktor 1,33 vorgesehen. In Zukunft soll dies dadurch berücksichtigt werden, daß nicht mit linearer Spannungsverteilung, sondern mit einem rechteckigen Spannungsblock gerechnet wird. Dies führt bei großer Exzentrizität genau auf den Erhöhungsfaktor 1,33. Darüber hinaus vereinfacht sich die Berechnung wesentlich, da der rechteckige Spannungsblock gleichermaßen für alle Exzentrizitäten gilt, also nicht, wie bisher, erst geprüft werden muß, ob klaffende Fuge vorliegt. Bezeichnet N_0 die zentrische Tragfähigkeit und e/t die bezogene Exzentrizität, so ergibt sich die Tragfähigkeit unter exzentrischer Last aus der einfachen Beziehung

$$N_e = N_0 \cdot (1 - 2 e/t).$$

2.5 Nachweis der Sicherheit gegen Knicken

Der Nachweis der Knicksicherheit ist sehr viel genauer, aber auch sehr viel komplizierter als nach DIN 1053-1 geworden. Einflüsse, wie die ungewollte Ausmitte oder der Kriecheinfluß, die bisher implizit in den Formeln enthalten waren, sind in Zukunft explizit zu bestimmen. Außerdem ist der Spannungsnachweis nicht wie bisher vereinfachend in halber Geschoßhöhe, sondern an der ungünstigsten Stelle des mittleren Fünftels der Geschoßhöhe zu führen, und natürlich für den jeweils ungünstigsten Lastfall: Allein mit dieser Suche nach ungünstigster Lage und Lastfall lassen sich Statiker lange beschäftigen. Für die rechnerische Abminderung der Traglast aus Knicken ist eine Formel angegeben, die keinerlei Anschaulichkeit bietet und nur noch mit dem Computer zu bewältigen ist (Abb. 1).

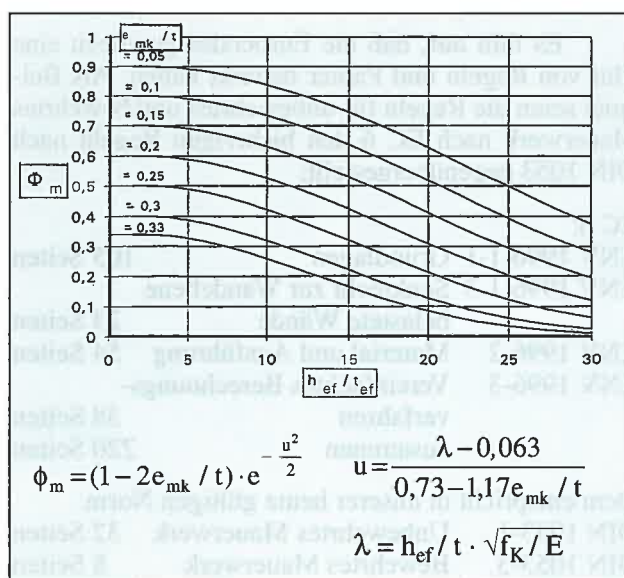


Abb 1: Abminderungsfaktor ϕ_m der Tragfähigkeit von Wänden nach ENV 1996-1-1 in Abhängigkeit von der Wandschlankheit h/t und der Lastexzentrizität e_{mk} im mittleren Fünftel der Wandhöhe

Immerhin konnten wir erreichen, daß ein vereinfachtes Nachweisverfahren in Teil 3 des EC 6 erarbeitet wurde. Es ist zu hoffen, daß es bei der anstehenden Überarbeitung gefestigt und möglichst in das Grundlegendokument Teil 1-1 aufgenommen wird.

3 Bei der Überarbeitung des EC 6 zu bedenkende allgemeine Gesichtspunkte

Ich will vor allem drei Gesichtspunkte behandeln, die mir Sorge bereiten, die im ersten Durchgang der Entwicklung der Norm nach meiner Ansicht nicht

befriedigend gelöst werden konnten und die jetzt bei der Überarbeitung nochmals bedacht werden sollten:

- Der enorm gestiegene Umfang der Normen,
- der Abstraktionsgrad und der stark gewachsene Aufwand bei rechnerischen Nachweisen,
- und die Auswirkungen der Regeln in der Praxis.

Ich betone, daß ich mit diesen Punkten lediglich auf Entwicklungen aufmerksam machen will, die im Zuge der Überarbeitung nochmals überdacht und möglichst korrigiert werden sollten, und daß damit keineswegs eine Kritik an dem Projekt der Eurocodes gemeint ist. Ich behandle diese Probleme am Beispiel Mauerwerk, bin aber sicher, daß sie in gleicher Weise auch bei den anderen Baustoffen vorhanden und zu bedenken sind.

3.1 Umfang der Eurocodes

Es fällt auf, daß die Eurocodes geradezu eine Flut von Regeln und Papier bewirkt haben. Als Beispiel seien die Regeln für unbewehrtes und bewehrtes Mauerwerk nach EC 6 den bisherigen Regeln nach DIN 1053 gegenübergestellt:

EC 6:

ENV 1996-1-1	Grundlagen	105 Seiten
ENV 1996-1-3	Senkrecht zur Wandebene belastete Wände	23 Seiten
ENV 1996-2	Material und Ausführung	54 Seiten
ENV 1996-3	Vereinfachtes Berechnungsverfahren	38 Seiten
	zusammen	220 Seiten

Dem entspricht in unserer heute gültigen Norm:

DIN 1053-1	Unbewehrtes Mauerwerk	32 Seiten
DIN 1053-3	Bewehrtes Mauerwerk	8 Seiten
	zusammen	40 Seiten

Der Aufwand an Papier ist also auf mehr als das 5-fache gestiegen.

Noch krasser stellt sich das Problem des Umfangs beim EC 8 Erdbeben dar:

EC 8:

ENV 1998-1-1	Grundlagen	20 Seiten
ENV 1998-1-2	Regeln Hochbau	33 Seiten
ENV 1998-1-3	Baustoffspezifische Regeln	94 Seiten
	grundlegende Regeln EC	
	entsprechend DIN 4149: zusammen	147 Seiten

Hinzu kommen Detail-Regeln:

ENV 1998-1-4	Verstärkung und Reparatur	112 Seiten
ENV 1998-2	Brücken	68 Seiten
ENV 1998-3	Türme, Maste, Schornsteine	36 Seiten
ENV 1998-4	Silos, Tanks	65 Seiten
ENV 1998-5	Gründungen	27 Seiten
	zusammen EC 8	455 Seiten

Zum Vergleich die heute gültige DIN 4149, die uns viele Jahre lang gute Dienste geleistet hat: 10 Seiten

Woher kommt das wohl? Offenbar verleitet ein derart einmaliges Unterfangen wie die Harmonisierung der europäischen Baunormen dazu, mehr zu normen, als wir bislang gewohnt sind, möglichst alles von Grund auf und lückenlos zu regeln. Diese Tendenz zur Papierflut und Regelungswut wird ja auch aus anderen Bereichen in Brüssel beklagt.

Ich entsinne mich so mancher heißen Diskussion in deutschen Normen-Ausschüssen, ob ein Problem überhaupt genormt werden muß, ob es nicht besser in einem Lehrbuch behandelt gehört oder im Einzelfall dem Ingenieurverstand überlassen bleiben sollte. So haben wir unsere deutschen Normen auf das Notwendige und Sinnvolle beschränkt. Diese Sicherung funktioniert anscheinend angesichts der Einmaligkeit der Aufgabe, europäische Normen zu schaffen, nicht.

Wie wird wohl die Praxis auf diese Flut von Regelungen reagieren? Wird sie begrüßen, daß sie in Zukunft einige Details mehr in den Normen findet, und dankbar für diese Information sein? Oder wird sie verwirrt sein und sich abgestoßen fühlen von soviel Papier, das keiner mehr überblicken kann? Ich habe in den Ausschüssen wiederholt auf dieses Problem hingewiesen, sogar beantragt, ihm ganz besondere Aufmerksamkeit zu widmen, aber niemand weiß so recht, wie man ihm begegnen soll. Im EC 8-Ausschuß wurde ich beruhigt: Die Detail-Regeln für Brücken, Maste usw. sollen nicht bauaufsichtlich eingeführt werden. Wer will das schon glauben; und selbst wenn: Europäische Normen werden im Streitfall stets als Stand der Technik gewertet werden, ob sie nun bauaufsichtlich eingeführt sind oder nicht, so daß unsere Ingenieure nicht umhin kommen werden, sie vollständig zu kennen und zu berücksichtigen.

Mir wurde gesagt, es käme nicht primär auf die Seitenzahl an. Sicher richtig, aber ist es für die praktische Arbeit wirklich unerheblich, ob ein Ingenieur 10 Seiten oder 450 Seiten auf dem Schreibtisch liegen hat und bei der täglichen Arbeit berücksichtigen muß?

Ich muß gestehen: So etwas habe ich nicht erwartet, als ich vor Jahren begann, mich bei der Arbeit an den Eurocodes zu engagieren. Ich kann nur hoffen, daß bei der jetzt anstehenden Überarbeitung der Eurocodes dieser Punkt nochmals aufgegriffen und verbessert werden kann.

3.2 Abstraktionsgrad und Aufwand beim rechnerischen Nachweis

Auch im Hinblick auf den Abstraktionsgrad und Aufwand bei den rechnerischen Nachweisen sind

ähnliche Entwicklungen zu beobachten. Auch hier steht natürlich die beste Absicht dahinter, nämlich alles möglichst genau und vollständig zu regeln, mitunter genauer, als es sinnvoll ist. Das geht natürlich nicht mehr so einfach wie bisher, wird abstrakter und aufwendiger.

Man kann diese Tendenz schon an den Begriffen und Bezeichnungen erkennen. So begegnen wir in Zukunft ständig dem Begriff „Grenzzustand der Tragfähigkeit“. Wie klar und zutreffend ist dieser Begriff. Und dennoch: Wieviel einfacher und dadurch auch schöner war doch die alte Bezeichnung „Bruchzustand“!

Oder nehmen wir ein beliebiges Zeichen aus dem neuen Sicherheitskonzept, z.B.: $E_{Gk,j}$ für eine bestimmte Einwirkung, oder, noch besser: $E_{Qk,lfreq}$ oder: $\gamma_{GA,j}$ für irgendeinen Sicherheitsbeiwert. Man ahnt die Problematik und Perfektion der Theorie, die dahinter steht. Ach, würde doch das Ziel des ganzen Bemühens, nämlich sicheres Bauen, auch bei der Verwirklichung auf der Baustelle diesem Perfektionismus auch nur teilweise entsprechen! Könnten wir der Ausgewogenheit von Theorie und Praxis vertrauen!

Oder nehmen wir als typisches Beispiel die Routine-Bemessung gemauerter Wände nach EC 6. Wie einfach, und dennoch angemessen, haben wir dies in DIN 1053-1 geregelt, mit einfachen und anschaulichen Abminderungsfaktoren k für den Knick einfluß im vereinfachten Verfahren oder mit der Zusatz-Exzentrizität f in halber Geschoßhöhe im genaueren Verfahren. In Zukunft müssen wir die ungünstigste Stelle im mittleren Fünftel der Wandhöhe für den ungünstigsten Lastfall suchen, was bei einem Rahmensystem mit vielen Lastfällen schon recht mühsam sein kann, müssen ungewollte Ausmitte, Kriecheinfluß, Einfluß der Knotenmomente sowie Windmomente addieren, und aus all dem die Knickabminderung nach einer extrem unanschaulichen und komplizierten Formel (Abb. 1) bestimmen. Ist dieser Aufwand für das hier vorliegende Problem wirklich gerechtfertigt?

Und die Knotenmomente: Vorerst werden sie scheinbar sehr genau nach Cross ermittelt, was die aufwendige Festlegung von E-Moduln und Trägheitsmomenten erfordert. Danach werden diese so genauen Momente nach komplizierter Formel abgemindert, weil Versuchsergebnisse dies nahelegen. Kein Wunder: Cross setzt elastische homogene Querschnitte voraus, was bei Mauerwerk im Bruchzustand nicht zutrifft. Welchen Sinn hat also eine scheinbar genaue Rechnung? Man bekommt geradezu Sehnsucht nach den einfachen und anschaulichen Verfahren in DIN 1053-1.

Als ich mich in den europäischen Gremien gegen dieses abstrakte Verfahren wandte und auf Vereinfachungen drängte, mußte ich feststellen, daß ich ziemlich alleine dand. Im Zeitalter des Computers käme es darauf nicht an, wurde ich belehrt, der Computer macht das schon. Natürlich macht er das, aber man wird von ihm abhängig. Ist diese Entwicklung richtig? Ist das eine Generationenfrage? Reagiert die junge und am Computer geschulte Generation inzwischen soviel anders als ich?

Solange ich in der Baunormung tätig bin, habe ich mich stets um einfache und anschauliche Regeln und Verfahren bemüht, auch auf die Gefahr hin, gelegentlich ein paar Prozente zu verschenken. In Zukunft sollen wegen dieser paar Prozente ein erheblich größerer Rechenaufwand und Abstraktionsgrad in Kauf genommen werden. Brauchen wir eigentlich noch unseren Ingenieurverstand? Nimmt uns der Computer auch ihn ab?

Hier zeigt sich offenbar eine Änderung in unserer Auffassung und in unserem Arbeitsstil, die weit über das spezielle Beispiel des EC 6 hinausreicht. Trotzdem hoffe ich, daß bei der Überarbeitung der Eurocodes noch einiges zu vereinfachen ist.

Immerhin gelang es, einige Länder dafür zu gewinnen, über ein vereinfachtes Bemessungsverfahren nachzudenken. Bei anderen Ländern ernteten wir damit nur mitleidiges Lächeln. Inzwischen ist es als Teil 3 des EC 6 verabschiedet. Es beruht im Wesentlichen auf dem vereinfachten Verfahren nach DIN 1053-1, ist ähnlich einfach und hat ähnliche Grenzen der Anwendung, z.B.: Gebäudehöhe $H = 20$ m,

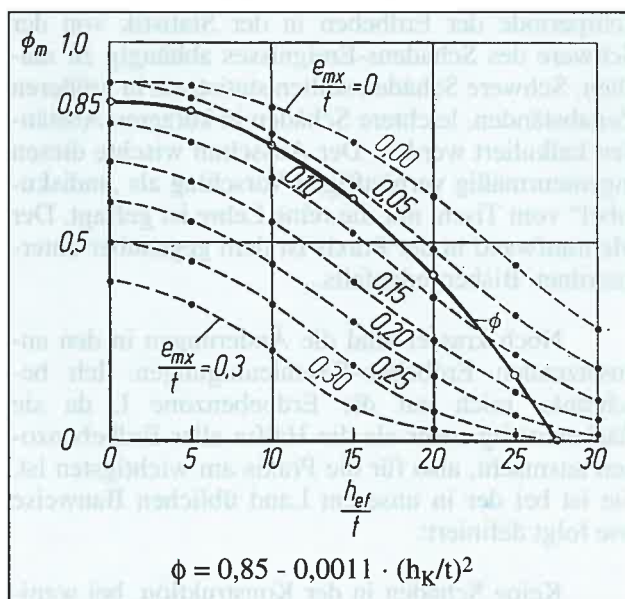


Abb. 2: Abminderungsfaktor ϕ der Tragfähigkeit von Wänden nach dem vereinfachten Nachweisverfahren nach ENV 1996-3 in Abhängigkeit von der Schlankheit h/t der Wand.

Deckenspannweite $l = 7,0$ m, Geschoßhöhe $h = 3,0$ m, Verkehrslast $5,0$ KN/m². Das Verfahren ist also auf fast alle üblichen Hochbauten anwendbar. Die Abminderung aus Knicken ist einfach geregelt:

$$\phi = 0,85 - 0,0011 \cdot (h_K/t)^2$$

Das Ergebnis ist in **Abb. 2** dargestellt. Ich habe vorgeschlagen, dieses vereinfachte Verfahren in das Grundlagendokument Teil 1 zu übernehmen. Ich bin mir sicher, es würde die gleiche Bedeutung in der Praxis gewinnen wie das vereinfachte Verfahren nach DIN 1053-1.

3.3 Auswirkungen der Eurocodes in der Praxis

Gelegentlich drängt sich der Eindruck auf, daß die außergewöhnliche Aufgabe der Schaffung harmonisierter europäischer Baunormen dazu verleitet, alles neu, zumindest besser zu machen und die Auswirkungen auf die Praxis geringer einzuschätzen. Ein anschauliches Beispiel für diese Tendenz bietet EC 8 Erdbeben.

Mit modernen statistischen Methoden wurden die Erdbebenzonen in unserem Land neu bestimmt. Das Ergebnis: Sie sollen in Zukunft um etwa 25 % größer als bisher sein. Jeder von uns weiß, was es bedeutet, wenn eine Stadt, eine Region, plötzlich als Erdbebengebiet ausgewiesen wird, welch ein Aufwand an Bürokratie, Statik, Konstruktion und Finanzen dies erfordert. Dabei wäre es so einfach, durch vernünftige Änderungen einiger weniger Parameter in der Statistik, mit denen sich die Theorie justieren ließe, auf Flächen zu kommen, die den bisher üblichen besser entsprechen. So habe ich im Ausschuß vorgeschlagen, die statistisch anzusetzende Wiederkehrperiode der Erdbeben in der Statistik von der Schwere des Schadens-Ereignisses abhängig zu machen: Schwere Schäden sollten statistisch in größeren Zeitabständen, leichtere Schäden in kürzeren Abständen kalkuliert werden. Der Ausschuß wischte diesen ingenieurmäßig vernünftigen Vorschlag als „indiskutabel“ vom Tisch, nur die reine Lehre ist gefragt. Der Mehraufwand in der Praxis ist dem gegenüber untergeordnet. Bisher jedenfalls.

Noch krasser sind die Änderungen in den anzusetzenden Erdbeben-Beschleunigungen. Ich beschränke mich auf die Erdbebenzone I, da sie flächenmäßig mehr als die Hälfte aller Erdbebenzonen ausmacht, also für die Praxis am wichtigsten ist. Sie ist bei der in unserem Land üblichen Bauweise wie folgt definiert:

Keine Schäden in der Konstruktion, bei weniger als 10 % der Gebäude unbedeutende bis leichte Schäden wie Haar-Risse, Abfallen kleiner Flächen von Putz, in sehr seltenen Fällen Herabfallen loser

Steine von oberen Teilen des Gebäudes. Alles in allem also unbedeutende Schäden, und diese mit einer statistischen Wiederkehrperiode von 475 Jahren.

Hieraus hat der Ausschuß Erdbeben-Beschleunigungen ermittelt, die je nach Bodenart bis zum 5,6-fachen der heute anzusetzenden Beschleunigungen betragen, die damit ein Vielfaches der üblichen Windlast ausmachen und heute übliche Bauwerkstypen, wie z.B. Reihenhäuser, nur schwer oder gar nicht nachweisbar machen. Und das in einer Zone, die durch Haarrisse und leichte Putzschäden alle 475 Jahre definiert ist. Auch hier ließen sich ohne weiteres sinnvolle Änderungen erzielen, z.B. dadurch, daß der dynamische Einfluß nicht für alle Zonen gleich, sondern entsprechend der erfahrungsgemäß tatsächlich auftretenden Dauer der Beben in den verschiedenen Zonen verschieden angesetzt wird. Mein entsprechender Vorschlag wurde abgelehnt. Bis jetzt jedenfalls.

So wurde das nationale Anwendungsdokument zum EC 8 auf dieser Basis mit haushoher Mehrheit verabschiedet. Es bildet die Grundlage für die derzeit laufende Überarbeitung von DIN 4149. Die Diskussion darüber ist noch im Gang.

Man wird schon nachdenklich, wenn man in einem Ausschuß immer wieder erlebt, daß man alleine dasteht, wenn Vorschläge, die man für ingenieurmäßig vernünftig hält, regelmäßig als indiskutabel vom Tisch gewischt werden, und man beginnt, an sich selbst zu zweifeln. Aber sollte es wirklich so sein, daß traditionelles Mauerwerk z.B. in Darmstadt aus Gründen des Erdbebenschutzes nicht mehr in üblicher Weise nachweisbar und ausführbar ist? In einer Zone, die definiert ist durch Haar-Risse und leichte Putzschäden? Anscheinend soll es so sein, denn alles schweigt dazu, und Schweigen wird in solchen Fällen als Zustimmung gewertet.

4 Ausblick

In einem Ausblick möchte ich das Positive der Entwicklung betonen. Inzwischen verfügen wir mit den europäischen Vornormen ENV über ein geschlossenes Werk von harmonisierten, grundlegenden europäischen Baunormen. Wer hätte es noch vor wenigen Jahrzehnten für möglich gehalten, daß das alte Europa noch zu einer solchen einigenden Leistung fähig ist! Daß es über alle nationalen und sprachlichen Grenzen hinweg einen derart umfassenden Kompromiß findet! Gegenüber diesem Erfolg verblaßt der eine oder andere Punkt, der mich und andere noch nicht befriedigt.

Das müssen wir eben nach Möglichkeit korrigieren, im Rahmen der jetzt beginnenden Überarbei-

tung und Überleitung zur endgültigen europäischen Norm EN und bei folgenden Überarbeitungen. Das große und großartige Werk der deutschen DIN-Normen ist auch nicht im ersten Wurf und in einem einzigen Jahrzehnt entstanden, wieviel mehr Geduld müssen wir für ein Normenwerk aufbringen, das für ganz Europa gelten soll. Denken Sie daran, wenn Ihnen in Zukunft das eine oder das andere bei der Umstellung schwerfällt und Probleme bereitet. Und helfen Sie mit, indem Sie sich zu Wort melden, wenn Ihnen Punkte auffallen, die zu verbessern sind. Lassen Sie diejenigen, die in den Ausschüssen ihr Möglichstes tun, nicht allein, engagieren auch Sie sich!

Am Ende eine Bemerkung, die sehr persönlich ist. Ich wurde manchmal gefragt, warum ich mich bei diesen Eurocodes engagiere, Kraft, Zeit, Nerven und Kosten dafür aufbringe. Sicher hat das mehrere Gründe. Aber ein Grund ist zweifellos meine Lebenserfahrung.

Ich gehöre einer Generation an, die als Kinder den schrecklichen großen Krieg erlebte. Unsere politischen Führer hämmerten uns damals ein, daß die Franzosen unsere Erbfeinde seien, die Engländer ka-

men nicht besser weg. Auf der anderen Seite hieß es genauso: Für die einen waren wir The Huns, also Hunnen, für die Franzosen Les Boches. Das Ergebnis dieses nationalistischen Wahns haben wir erlebt: Unser Land verwüstet, Europa ein Trümmerhaufen; wir mußten ihn aufräumen.

In dieser Situation hatten wir das Glück, daß sich Politiker über die Grenzen hinweg die Hand reichten und das europäische Einigungswerk begannen. Die nationalen Grenzen und Vorurteile, die uns in der ersten Hälfte dieses Jahrhunderts soviel Verderben brachten, werden mehr und mehr abgebaut. In diesem großartigen Einigungswerk sind harmonisierte Baunormen natürlich nur ein ganz, ganz kleiner Teil, aber sie sind ein notwendiges Rädchen in diesem Werk.

Es ist unsere Aufgabe, es ist die Aufgabe unserer Generation von Ingenieuren, dieses Rädchen zum Laufen zu bringen. Auch wenn noch nicht alle Details befriedigen: Der Anfang ist gemacht. Ich hoffe und wünsche, daß auch die nächste Generation sich engagiert, diese Aufgabe weiterträgt und zu einem guten Abschluß bringt. Alle werden den Nutzen davon haben.

Prüfung bautechnischer Unterlagen von Dacheindeckungen aus Sandwichbauteilen

Formeln und Richtwerte für die Nachweise der Tragsicherheit und der Abhebesicherheit

Der Prüfenieur, der die Aufgabe hat, die bautechnische Prüfung von Sandwichbauteilen als Dacheindeckung durchzuführen, kann häufig nur auf die Zulassungen für die verschiedenen Bauarten zurückgreifen, wenn der Tragwerksplaner nur unzureichende Nachweise oder unprüfbare EDV-Ausdrucke vorgelegt hat. Das ist ein für die Prüfung unbefriedigender Zustand. Um trotzdem der Verpflichtung als Prüfenieur zu genügen, sollte dieser sich mit einfachen Vergleichsberechnungen auf der Grundlage der Zulassungen behelfen und sich im wesentlichen auf die Nachweise der Tragfähigkeit und der Abhebesicherheit beschränken. Die im folgenden zusammengestellten Formeln und Richtwerte sollen ihm helfen, diese Prüfung schnell durchzuführen so daß, wie ein Beispiel zeigt, ohne großen Aufwand und doch mit guter Gewißheit die Standsicherheit bestätigt werden kann. Der Beitrag ist die Zusammenfassung eines Vortrags anlässlich der Arbeitstagung 1998 der Landesvereinigung der Prüfenieure Baden-Württemberg in Freudenstadt.

Dr.-Ing. Ernst Buchholz studierte an der TH Karlsruhe Bauingenieurwesen, war 1958 bis 1967 dort bei Prof. B. Fritz wissenschaftlicher Mitarbeiter sowie Assistent; nach seiner Promotion wurde er einer der Gründungspartner der Ingenieurgruppe Bauen in Karlsruhe; seit 1973 ist er Prüfenieur für Baustatik (Massivbau, Metallbau)



In den letzten Jahren hat die Verwendung von Sandwichbauteilen als Dacheindeckung insbesondere bei Hallenbauten zugenommen, wahrscheinlich weil mit Sandwichbauteilen als tragendes Dachelement gleichzeitig die Anforderungen an den Wärmeschutz erfüllt werden können. Der Prüfenieur hat die Aufgabe, die bautechnische Prüfung für die Sandwichbauteile durchzuführen und damit deren ausreichende Stand- und Lagesicherheit zu bestätigen. Grundlage dafür liefern die Zulassungen für die verschiedenen Bauarten.

Die Praxis zeigt, daß von Seiten der Tragwerksplaner entweder nur unzureichende Nachweise – meistens wird nur die Tragfähigkeit auf Biegung in Form von firmeninternen Stützweitentabellen aufgezeigt – oder Nachweise in Form von unprüfbaren EDV-Ausdrucken vorgelegt werden. Das ist ein für die Prüfung unbefriedigender Zustand. Mit einem Blick in das undurchschaubare Nachweisverfahren, das gemäß den gültigen bauaufsichtlichen Zulassungen durchzuführen ist, ist das Problem des Tragwerksplaners für die Vorlage möglichst einfacher prüfbarer Nachweise durchaus verständlich. Jeder Experte auf diesem Gebiet bestätigt dies in seinen Veröffentlichungen. Um trotzdem der Verpflichtung als Prüfenieur zu genügen, sollte dieser sich mit einfachen Vergleichsberechnungen auf der Grundlage der Zulassungen behelfen und sich im wesentlichen auf die Nachweise der Tragfähigkeit und der Abhebesicherheit beschränken. Die ebenfalls nach der Zulassung zu führenden Gebrauchsfähigkeitsnachweise zu überprüfen ist in diesem Rahmen eine zu weitgehende Aufgabe. Darauf sollte allerdings im Prüfbericht hingewiesen werden.

Gemäß dem Nachweisverfahren der Zulassung sind die vier Kriterien zu untersuchen:

1. Nachweis der Tragfähigkeit auf Biegung,
2. Nachweis der Auflagerdrücke,
3. Nachweis der Schraubkopfauslenkung,
4. Verankerung der auftretenden Zugkräfte (Verbindungsmittel).

Bei den meisten Projekten hat sich gezeigt, daß bei den üblichen Hallenbauten die ersten drei Kriteri-

en erfüllt sind, da in der Regel die lastabtragenden Pfetten im Abstand $\leq 3,0$ m angeordnet werden und die Auflagerbreite der üblichen Pfetten ausreichend groß ist für die Aufnahme der Auflagerdrücke. Auch das Problem der Schraubenkopfauslenkung ergibt sich bei den üblichen Hallenabmessungen nicht. Schwieriger wird es bei dem Nachweis der Verankerung der auftretenden Zugkräfte, vor allem im Bereich normal großer Soglasten bei Hallen unter 8 m Höhe, die sicherlich den Großteil der Projekte darstellen. Außer üblichen Soglasten und den erhöhten Soglasten am Traufenrand und im Eckbereich müssen noch Einflüsse aus Temperaturunterschied berücksichtigt werden.

Aus dem Beispiel und den beiden Varianten ist zu erkennen, daß bei derartigen Hallen die Abhebekräfte im Normalbereich und am Traufenrand aus Temperatureinfluß größer sind als aus Windkraft allein. Unter Normalbereich und Traufenrand sind dabei jeweils die zweiten Pfetten unterhalb des Firstes bzw. oberhalb der Traufe zu verstehen, also die ersten Innenpfetten.

Die Vergrößerung der Abhebekräfte aus Temperatur nimmt zu, wenn die Stützweiten kleiner werden. Sie ist außerdem im Normalbereich größer, weil im Traufenbereich die Sogspitzenkräfte aus Wind im Randbereich zu berücksichtigen sind. In **Tabelle 7** sind die Vergrößerungsfaktoren von Temperatur zu Wind angegeben. Die Zeilen 9, 14, 19, 24 enthalten die Faktoren, um die sich die Abhebekräfte aus Wind allein im Traufenbereich gegenüber dem im Normalbereich erhöhen.

Die Aufnahme von Abhebekräften sowohl aus Wind als auch aus den Zwängungskräften der Temperatur ist am unmittelbaren Auflager der Sandwich-Platte auf den Pfetten gemäß Zulassung nachzuweisen. Die Kräfte sind aber auch weiter zu verfolgen beim Auflager der Pfetten mit der weiteren Unterkonstruktion (Riegel, Binder etc.), und zwar zunächst in voller Größe solange von der Zulassungsstelle oder von der Baurechtsbehörde hierüber keine Entscheidung über eine Abminderung vorliegt. Das ist für die beiden Pfettenstränge (erste Innenpfetten am First und am Traufenrand) durchzuführen. Da es sich bei den Kräften aus Temperatur um Zwängungskräfte handelt, wird die Größe der Verankerungskraft auch von deren Steifigkeit beeinflusst. Eine Abminderung kann vorgenommen werden, wenn z.B. Holzpfetten nachgiebig sind. So können, wenn die Bemessung von Pfetten so durchgeführt wurde, daß die Durchbiegung $1/200$ der Stützweite beträgt, die in den Zeilen 29 und 30 der **Tabelle 7** angegebenen Reduktionsfaktoren verwendet werden. Eine weitere Abminderung ist denkbar, wenn bei den Verbindungsmitteln zwischen Pfetten

und Unterkonstruktion Schlupf realisiert werden kann.

Die im Folgenden zusammengestellten Formeln und Richtwerte beinhalten diese Kriterien und erlauben es, die Prüfung schnell durchzuführen so daß, wie ein Beispiel zeigt, ohne großen Aufwand und doch mit guter Gewißheit die Standsicherheit bestätigt werden kann. Es soll nicht verschwiegen werden, daß diese Kriterien nur Näherungslösungen darstellen, zuweilen pauschale Zuschläge aus Temperatureinflüsse beinhalten und daß eine strenge, mathematische Richtigkeit nicht gewährleistet ist. Aber sie liegen auf der sicheren Seite und es kann, wenn die Kriterien erfüllt sind, die ausreichende Stand- und Lagesicherheit bestätigt werden. Erst wenn sie nicht erfüllt sind, sollte ein genauere Nachweis verlangt werden.

Betrachtete Fabrikate von Sandwich-Dachplatten

- a) Ondatherm Typ 101: Zul.-Nr.: Z-10.4-166 (gültig bis 28.2.2001)
- b) ROMA-Schnellbau-Dämmpaneel D-St: Zul.-Nr.: Z-10.4-151 (gültig bis 31.12.1999)
- c) Hoesch-isodach Typ TL: Zul.-Nr.: Z-10.4-152 (gültig bis 31.12.1999)
- d) Promisol- und Paniso-Dachelemente Typ 1001 TS und 1001 TS2: Zul.-Nr.: Z-10.4-170 (gültig bis 31.12.2002)
- e) DLW-Wand- und Dachelement delitherm „System Metecno“: Zul.-Nr.: Z-10.4-169 (gültig bis 31.12.2002)
- f) Kingspan-Sandwichelemente mit Stahldeckschichten: Zul.-Nr.: Z-10.4-178 (gültig bis 31.12.2002)
- g) EMS-Isolierpaneel Micheleit: Zul.-Nr.: Z-10.4-140 (gültig bis 31.12.1999)
- h) THYSSEN-thermodach-thermowand: Zul.-Nr.: Z-10.4-150 (gültig bis 31.12.1999)
- i) Isotherm-Wand- und Dachelemente der Firma Fischer: Zul.-Nr. Z-10.4-179 (gültig bis 30.6.1999)

Bei den verschiedenen Fabrikaten wurden jeweils die Typen mit der durchgehenden Paneeldicke von 40 mm, 60 mm und 80 mm und profilierten Deckschichten genauer untersucht.

Die Aktualität der Untersuchung kann durch das Gültigkeitsende einer der Zulassungen beeinflusst werden.

1 Tragfähigkeit auf Biegung (Stützweite)

Lastannahmen:

- Eigengewicht $g = 0,15 \text{ kN/m}^2$
- Schnee $s = 0,75 \text{ kN/m}^2$
- Wind $w = 0,5 \text{ kN/m}^2 \quad (h \leq 8,0 \text{ m})$

maßgebende Lastfälle:

- geschlossene Halle
 $g + s = 0,15 + 0,75 = 0,90 \text{ kN/m}^2$
- offene Halle (mit Unterwind)
 $g + w_s = 2/3 \times 0,15 - (0,6 + 0,8) \times 0,5 = -0,6 \text{ kN/m}^2$

Tragfähigkeit (T):

- $g + s + \Delta t (20^\circ) \quad I_T$
- $g + w_s + \Delta t (55^\circ) \quad II_T$

Gebrauchsfähigkeit (G):

- $g + s + \Delta t (20^\circ) \quad I_G$
- $g + w_s + \Delta t (55^\circ) \quad II_G$

Teilsicherheitsbeiwerte:

- 1,85 bei g, s, w_s bei I_T und II_T
- 1,30 bei Δt bei I_T und II_T
- 1,10 bei $g, s, w_s, \Delta t$ bei I_G und II_G

Kennwerte:

- $\beta_s = 350 \text{ N/mm}^2$ (G) bzw. 329 N/mm^2 (T) außen (Druck + Zug)
- $\sigma_K = -95 \text{ N/mm}^2$ innen (Druck) bei I_T und II_T
- $\sigma_K = -109 \text{ N/mm}^2$ innen (Druck) bei I_G und II_G
- Durchbiegung: $f < 1/100 \cdot L$

Tab. 1: Stützweiten L in [m] aus Biegetragfähigkeit

Paneeldicke d [mm]	Blechdicke t_{N1}		
	0,6 mm	1,0 mm	
40 (3,0 m) ¹⁾	3,0	3,8	T
	3,2	3,6	G-1 ²⁾
	3,1	3,5	G-2
	3,2	3,6	G-m
60 (3,6 m) ¹⁾	3,9	4,9	T
	3,7	4,1	G-1 ²⁾
	3,2	3,5	G-2
	3,6	4,0	G-m
80 (4,1 m) ¹⁾	4,8	5,9	T
	4,2	4,6	G-1 ²⁾
	3,3	3,6	G-2
	3,8	4,2	G-m

¹⁾ Der (-) -Wert gilt für Unterwind bei offenen Hallen $h > 8 \text{ m}$.
²⁾ Die überwiegend kleineren Stützweiten bei G ergeben sich aus der Beachtung der zul. Durchbiegung bei Ein-Feldträger (G-1); für Zwei-Feldträger (G-2) und Mehr-Feldträger (G-m) ergeben sie sich aus der Garantie der Einhaltung voller Durchlaufwirkung. Die Einhaltung dieser Werte betrifft nicht die Standsicherheit und kann somit nur empfohlen werden.

Auf einen Nachweis kann bei offenen und geschlossenen Hallen verzichtet werden, wenn die in der **Tabelle 1** angegebenen Stützweiten nicht überschritten werden. Zwischenwerte für Paneeldicken d und Blechdicken t_{N1} können geradlinig interpoliert werden.

Wenn kein Verbund angesetzt wird, d.h. wenn nur das obere, profilierte Trapezblech zu tragen hat, gelten in bezug auf die Tragfähigkeit die Spannweiten des Diagramms der **Abb. 1**.

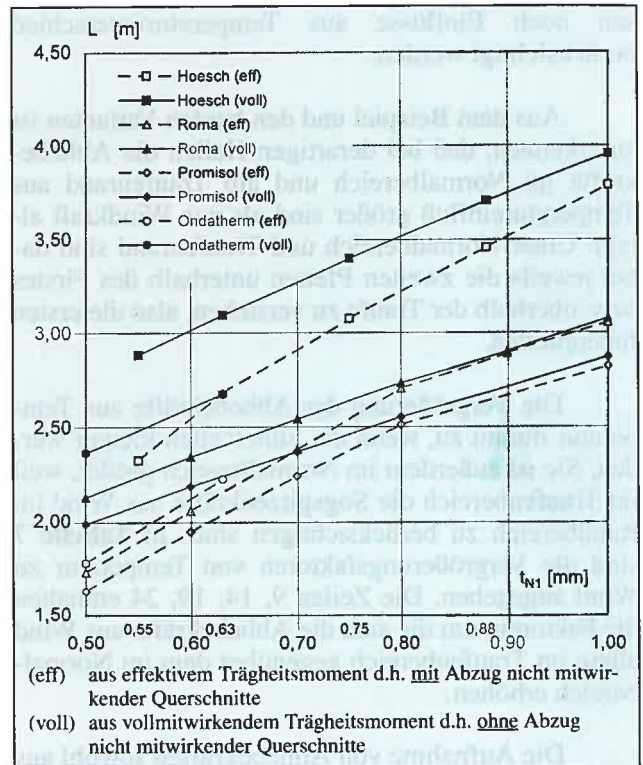


Abb. 1: Stützweiten der Trapezbleche (ohne Verbund, nur oberes Deckblech)

2 Nachweis der Auflagerdrücke

Fabrikat, Kennwerte:

- Nr. 1: Ondatherm, Kingspan,
Promisol (d = 40 u. 80 mm)
Fischer (d = 40 u. 60 mm)
 $\beta_d = 0,12 \text{ N/mm}^2; \gamma_M = 1,2$
- Nr. 2: DLW, EMS,
Promisol (d = 60 mm)
 $\beta_d = 0,10 \text{ N/mm}^2; \gamma_M = 1,2$
- Nr. 3: Hoesch: $\beta_d = 0,10 \text{ N/mm}^2; \gamma_M = 1,1$
- Nr. 4: Thyssen: $\beta_d = 0,13 \text{ N/mm}^2; \gamma_M = 1,1$
- Nr. 5: Fischer (d = 80 mm) $\beta_d = 0,07 \text{ N/mm}^2; \gamma_M = 1,2$
- Nr. 6: ROMA $\beta_d = 0,10 \text{ N/mm}^2; \gamma_M = 1,2$

Laut Zulassungen sind folgende Nachweise zu führen:

- Tragfähigkeitsnachweis:
 $1,85 \times A_L \leq F_A \times (\beta_d / \eta_d); \eta_d = \gamma_M$ (1)
- Gebrauchsfähigkeitsnachweis:
 $1,4 \times (A_L + A_T) \leq F_A \times \beta_d$ (2)

Ein Vergleich der Sicherheitsbeiwerte läßt erkennen, daß i.d.R. Lastfall $g + s = 0,15 + 0,75 = 0,90$ kN/m² (ohne Δt) maßgebend ist (Tragfähigkeitsnachweis).

Beim Gebrauchsfähigkeitsnachweis ist der Lastfall $g + s + \Delta t$ zu untersuchen: (s. Zulassungen, Anlage A, Ziffer 3.4, Winter bei gleichzeitiger Schneeauflast).

Vergleich: $\gamma_Q \times \gamma_M$ (ohne Δt) > $\gamma_Q \times \gamma_M$ (mit Δt)
 laut Musterberechnung der Fa. Hoesch beträgt der Einfluß aus $\Delta t = -20^\circ$ auf die Auflagerkräfte ca. 25 %!
 $1,85 \times 1,1 > 1,4 \times (1,0 + 25/100) \times 1,0$
 $2,035 > 1,75 \quad (2,035 / 1,16 = 1,75)$

Für alle Stahl- und Holzpfetten gilt die Gleichung:

$$L = \frac{\beta_d \cdot b}{1,85 \cdot q \cdot \gamma_M \cdot A} \quad [m] \quad (3)$$

β_d [N/mm²]; b [mm]; $q = g + s = 0,9$ [kN/m²]
 Faktor A: Einfeldträger $A = 1,0$
 Zweifeldträger $A = 1,25$
 (kann auch 1,16 statt 1,25 betragen, da Nachweis für Tragfähigkeit nur am Einfeldträger zu führen ist)
 n-Feld-Träger $A \approx 1,10$

Die Auswertung der Gleichung (3) ergibt für Stahlpfetten IPE 120 ($b = 64$ mm) und IPE 140 ($b = 73$ mm) die Stützweite in **Tab. 2**.

Tab. 2: Stützweiten L in [m] aus Auflagerdrücken

Fabrikat, Kennwerte	Einfeldträger	2-Feld-Träger	n-Feld-Träger	Stahlpfette
Nr. 1	3,8 4,4	3,1 3,5	3,5 4,0	IPE 120 IPE 140
Nr. 2 u. Nr. 6	3,2 3,7	2,6 2,9	2,9 3,3	IPE 120 IPE 140
Nr. 3	3,5 4,0	2,8 3,2	3,2 3,6	IPE 120 IPE 140
Nr. 4	4,5 5,2	3,7 4,1	4,1 4,7	IPE 120 IPE 140
Nr. 5	2,2 2,6	1,8 2,0	2,0 2,3	IPE 120 IPE 140

3 Schraubenkopfauslenkung

Nachweis infolge $\Delta t = 55^\circ$:

$$f_K = \frac{1}{2} \times L_{ges} \times \alpha \times \Delta t$$

$$= \frac{1}{2} \times L_{ges} \times 1,2 \times 10^{-5} \times 55 \times 10^3 \quad [m]$$

$$= 0,33 \times L_{ges} \quad [m] \quad (4)$$

Gesamtlänge des Sandwichelementes:

$$L_{ges} = 3,03 \times f_K \quad [m] \quad (5)$$

f_K [mm] ist aus der jeweiligen Zulassung (Anlage B, Blatt 2.01 und Blatt 2.02) für Befestigung auf Stahlpfetten bzw. auf Holzpfetten zu entnehmen.

Tab. 3: Plattenlängen L_{ges} in [m] bei Stahl- und Holzpfetten

Fabrikat Nr.	Stahl: $t \leq 8$ mm			Stahl: $t > 8$ mm			Holz		
	Ejot	Karro End	Thyssen Lenne	Ejot	Karro End	Thyssen Lenne	Ejot	Karro End	Meuser
d = 40			1)			1)			2)
1 - 5	12,1	9,1	12,1	9,1	9,1	9,1	13,9	13,9	13,9
6	12,1	9,1	-	9,1	9,1	-	9,1	9,4	-
d = 60									
1 - 5	18,5	18,5	16,7	14,2	16,8	12,7	15,2	17,9	17,0
6	18,5	18,5	16,7	14,2	16,8	12,7	14,2	16,7	-
d = 80									
1 - 6	24,5	27,3	21,2	19,4	25,1	17,0	19,4	23,0	20,3

1) Thyssen und Lenne sind in der Zulassung bei Hoesch, Fischer und Roma nicht vorgesehen

2) Meuser ist in der Zulassung bei Promisol, DLW, Kingspan und Roma nicht vorgesehen.

Es bedeutet t die Flanschdicke der Stahlpfette und d die Elementdicke in mm. Als Elementdicke gilt der Abstand zwischen Schraubenkopf und Unterkonstruktion.

z.B.: Ondatherm 101/60:

Befestigung in der Tiefsicke: $d = 60$ mm

Befestigung in der Hochsicke: $d = 105$ mm

Gl. (5) hat einen Gültigkeitsbereich:

$$L_{ges} \times \sqrt{h \times b \times G / B} \geq 2,5 \quad (6)$$

Mit $B_s = 220; 425; 690$ kNm²/m

$b = 1,0$ m

$h = 46; 67; 89$ mm

$G = 2,5$ bis $3,0$ N/mm²

erhält man dann:

$L_{ges} > 4,5$ m (Elementdicke 80 mm)

$L_{ges} > 4,0$ m (Elementdicke 60 mm)

$L_{ges} > 3,5$ m (Elementdicke 40 mm)

4 Verankerung der auftretenden Zugkräfte (Verbindungsmittel)

Lastannahmen:

$g = 0,15$ kN/m²; $w = 0,5$ kN/m² ($h \leq 8,0$ m)

Für die Rand- und Eckbereiche sind außerdem die erhöhten Windsoglasten zu beachten. Die diesbezüglichen c_p -Werte gemäß DIN 1055, Teil 4, **Tab. 12** und **Tab. 13** sind am Ende dieses Abschnittes aufgeführt. Für den Unterwind wird bei offener Halle zusätzlich $c_{p,u} = -0,8$ berücksichtigt.

allgemeine Gleichungen:

Soglasten:
 $q = 2/3 \times 0,15 - c_p \times 0,5$ [kN/m²] (7)

Abhebekräfte:

2-Feld-Träger:
 nur Windsog: $Z_1 \approx 2,0 \times q \times 1,25 \times L$ [kN/m] (8a)

Windsog + Δt: $Z_2 \approx 0,6 \times Z_1 + A$ [kN/m] (9a)
 (min Z_2 für $L=2,0$)

n-Feld-Träger:

nur Windsog: $Z_1 \approx 2,0 \times q \times 1,1 \times L$ [kN/m] (8b)

Windsog + Δt: $Z_2 \approx 0,6 \times Z_1 + B/\sqrt{L}$ [kN/m] (9b)
 (min Z_2 für $L=2,0$)

Faktor A:

– Wanddicke 40 mm: $A \approx 2,5$ [kN/m]

– Wanddicke 60 mm: $A \approx 3,2$ [kN/m]

Faktor B:

– Wanddicke 40 mm: $B \approx 2,0$ [kN/m^{1/2}]

– Wanddicke 60 mm: $B \approx 3,0$ [kN/m^{1/2}]

Der größere der beiden Werte Z_1 und Z_2 ist für die Bemessung der Verbindungsmittel maßgebend. Für Wanddicken mit 80 mm kann linear extrapoliert werden.

Für verschiedene c_p -Werte ist Gl. (8a) und (8b) in **Tab. 4a** und **Tab. 4b** ausgewertet. In diesen Gleichungen bedeutet 2,0 den Teilsicherheitsbeiwert. Die Abhebekräfte im Randbereich (Traufenrand) gelten für die 1. Innenpfette am Längsrand.

Tab. 4a: Abhebekräfte Z_1 in [kN/m] beim 2-Feld-Träger (L in [m]; $h \leq 8,0$ m)

Bereich	c_p	Halle geschlossen	$c_p + c_{p,u}$	Halle offen	
Normalbereich	-0,6	$Z_1 = 0,5 \times L$	-1,4	$Z_1 = 1,5 \times L$	
Randbereich (Giebelrand) $\sphericalangle \alpha < 35^\circ$ ¹⁾	-1,1	$Z_1 = 1,125 \times L$	-1,9	$Z_1 = 2,125 \times L$	2) a
	-1,8	$Z_1 = 2,0 \times L$	-2,6	$Z_1 = 3,0 \times L$	b
Eckbereich $\sphericalangle \alpha < 35^\circ$	-2,5	$Z_1 = 1,94 \times L$	-3,3	$Z_1 = 2,94 \times L$	2) a
	-3,2	$Z_1 = 2,88 \times L$	-4,0	$Z_1 = 3,88 \times L$	b

¹⁾ für Traufenrand gilt: (1/2 Normalbereich + 1/2 Randbereich), wobei $L \geq 2,0$ m, sonst wie Giebelrand; zwischen $L = 1,0$ bis $2,0$ m interpolieren!

²⁾ Zeile a gilt für $h/a \leq 0,4$ und $\sphericalangle \alpha \leq 8^\circ$ und $> 25^\circ$, sonst gilt Zeile b

Tab. 4b: Abhebekräfte Z_1 in [kN/m] beim n-Feld-Träger (L in [m]; $h \leq 8,0$ m)

Bereich	c_p	Halle geschlossen	$c_p + c_{p,u}$	Halle offen	
Normalbereich	-0,6	$Z_1 = 0,44 \times L$	-1,4	$Z_1 = 1,32 \times L$	
Randbereich (Giebelrand) $\sphericalangle \alpha < 35^\circ$ ¹⁾	-1,1	$Z_1 = 0,99 \times L$	-1,9	$Z_1 = 1,87 \times L$	2) a
	-1,8	$Z_1 = 1,76 \times L$	-2,6	$Z_1 = 2,64 \times L$	b
Eckbereich $\sphericalangle \alpha < 35^\circ$	-2,5	$Z_1 = 1,71 \times L$	-3,3	$Z_1 = 2,59 \times L$	2) a
	-3,2	$Z_1 = 2,53 \times L$	-4,0	$Z_1 = 3,41 \times L$	b

¹⁾ und ²⁾ wie Tab. 4a

Die für die Bemessung maßgebenden Abhebekräfte Z_1 bzw. Z_2 nach Gl. (8a), (8b), (9a) und (9b) sind entsprechend der Stützweite für den Normalbereich auch direkt aus **Tab. 5a** zu entnehmen. Für die Rand- und Eckbereiche sind Zuschläge nach **Tab. 5b** anzusetzen.

Tab. 5a: Abhebekräfte in [kN/m] im Normalbereich $h \leq 8,0$ m

Stützweite L [m]		1,0	2,0	3,0	4,0
geschlossene Hallen					
ohne Δt - (2)	1	0,5	1,0	1,5	2,0
mit Δt - „40“	2	3,1	3,1	3,4	3,7
– „60“	3	4,0	4,0	4,3	4,6
ohne Δt - (n)	4	0,4	0,9	1,3	1,8
mit Δt - „40“	5	1,9	1,9	2,0	2,1
– „60“	6	2,4	2,4	2,5	2,6
offene Hallen					
ohne Δt - (2)	7	1,5	3,0	4,5	6,0
mit Δt - „40“	8	4,3	4,3	5,2	6,1
– „60“	9	5,1	5,1	6,0	6,0
ohne Δt - (n)	10	1,3	2,6	4,0	5,3
mit Δt - „40“	11	3,0	3,0	3,6	4,2
– „60“	12	3,5	3,5	4,1	4,7

Tab. 5b: Zuschläge für Abhebekräfte der Tab. 5a

geschlossene und offene Hallen		1,0	2,0	3,0	4,0
Randbereich: (2) „ohne Δt“ ¹⁾ (Giebelrand)					
$c_p = -1,1$	13	0,6	1,3	1,9	2,5
$c_p = -1,8$	14	1,5	3,0	4,5	6,0
Traufenrand: 0,5fache Werte					
Eckbereich: (2) „ohne Δt“ ¹⁾					
$c_p = -2,5$	15	1,4	2,9	4,3	5,8
$c_p = -3,2$	16	2,4	4,8	7,1	9,5

¹⁾ Abminderung für (n): $\times 0,88$
 Abminderung für (2) und „mit Δt“: $\times 0,60$
 Abminderung für (n) und „mit Δt“: $\times 0,53$

Für die **Tab. 5a** und **5b** gelten folgende Erläuterungen:

- (2) bedeutet Sandwich-Element als 2-Feldträger
- (n) bedeutet Sandwich-Element als n-Feldträger
- „40“ bzw. „60“ bedeutet Sandwichdicke in mm

Der erforderliche Abstand der Verbindungsmittel beträgt:

$$e \leq F_u / Z_1 \text{ bzw. } F_u / Z_2 \quad (10)$$

Die Größe F_u des Widerstands auf Zug erhält man für das entsprechende Verbindungsmittel aus der jeweiligen Zulassung (Anlage B, Blatt 2.01 und Blatt 2.02), wobei $F_u = 2,0 \times F_Z$ ist (Anlage A, 7.7.1). In den **Tab. 6a** und **6b** sind für die verschiedenen Fabrikate diese Werte für Stahl- und Holzpfetten entsprechend der Blechdicke aufgelistet.

Tab. 6a: Widerstände F_u der Verbindungsmittel auf Zug bei Stahlpfetten ($t \geq 2,0$ mm)

t_{N1} [mm]	F_u [kN]	Fabrikate
0,50	2,0	Ondatherm DLW Promisol, ROMA
	2,1	
	1,8	
	1,8	
0,55	2,0	Hoesch, Thyssen Fischer, Kingspan (direkte Befestigung) ¹⁾
	1,8	
0,60	2,6	Promisol, DLW Fischer, Kingspan (direkte Befestigung) ¹⁾
	2,4	
0,63	2,8 EJOT (E22) : 3,1	alle
$\geq 0,75$	3,6 EJOT (E22) : 4,0	alle

¹⁾ Zulassung beachten: es wird in der Zulassung unterschieden zwischen „direkter“ und „indirekter“ Befestigung bei Wandelementen; unklar ist, ob „auf Stahl-“ oder „auf Holzpfetten“.

Tab. 6b: Widerstände F_u der Verbindungsmittel auf Zug bei Holzpfetten

t_{N1} [mm]	F_u [kN]	Fabrikate
0,5	1,3	Ondatherm, Promisol, DLW ROMA
	1,0	
0,55	1,4	ROMA, Hoesch, Fischer, Thyssen
0,60	1,7	ROMA Promisol, DLW
	1,6	
0,63	1,8	Ondatherm, Hoesch, EMS, Fischer, Thyssen
$\geq 0,70$	1,9	ROMA DLW
	2,0	
$\geq 0,75$	2,0	Promisol, Hoesch, EMS, Fischer, Thyssen

Zum Vergleich des Einflusses der Temperatur wird in **Tab. 7** informativ ein Vergrößerungsfaktor der Abhebekräfte aus Temperatur/Wind angegeben. Im Einzelnen wurde im Text des Vorwortes auf die Bedeutung der Tabelle und auf den Sinn der Zeilen 9, 14, 19, 24 sowie 29 und 30 eingegangen.

Tab. 7: Vergrößerungsfaktoren: Temperatur/Wind

Stützweite L [m]		d	1	2	3	4	
Normalbereich geschlossen	1	(2)	40	6,2	3,1	2,3	1,8
	2		60	8,0	4,0	2,9	2,3
	3	(n)	40	4,7	2,1	1,5	1,2
	4		60	6,0	2,7	1,9	1,4
Normalbereich offen	5	(2)	40	2,9	1,4	1,1	-
	6		60	3,4	1,7	1,3	-
	7	(n)	40	2,3	1,1	-	-
	8		60	2,7	1,3	-	-
Traufenbereich geschlossen $c_p = -1,1$	9			1,7			
	10	(2)	40	3,5	2,0	1,6	1,3
	11		60	4,2	2,5	1,9	1,6
	12	(n)	40	2,6	1,5	1,1	-
	13		60	3,3	1,9	1,4	1,1

Fortsetzung von Tab. 7

Stützweite L [m]		d	1	2	3	4	
14			1,2				
Traufenbereich offen $c_p = -1,9$	15	(2)	40	2,4	1,3	-	-
	16		60	2,8	1,5	1,2	-
	17	(n)	40	1,9	-	-	-
	18		60	2,3	1,2	-	-
19			2,5				
Traufenbereich geschlossen $c_p = -1,8$	20	(2)	40	2,4	1,6	1,2	1,1
	21		60	2,8	1,9	1,4	1,3
	22	(n)	40	1,9	1,2	-	-
	23		60	2,3	1,5	1,1	-
24			1,5				
Traufenbereich offen $c_p = -2,6$	25	(2)	40	2,0	1,2	-	-
	26		60	2,3	1,3	1,1	-
	27	(n)	40	1,8	-	-	-
	28		60	2,0	1,1	-	-
29		40	0,6	0,8	-	-	
30		60	0,5	0,7	0,9	-	

Abschließend soll gezeigt werden, wie die hier verwendeten c_p -Werte für Sogspitzen in Teilbereichen des Daches vereinfacht zustande kamen. Zunächst wird **Tab. 12** und **Tab. 13** der DIN 1055, Teil 4 wiedergegeben.

Tab. 12

Sogspitzen für angegebene Teilbereiche von Dächern beliebiger Neigung		
Dachneigungswinkel α	Beiwert c_p	
	im Eckbereich	im Randbereich
$\leq 25^\circ$	-3,2	-1,8
$25^\circ < \alpha \leq 35^\circ$	-1,8	-1,1
$> 35^\circ$	keine „Sogspitzen“	

Tab. 13

Sogspitzen für angegebene Teilbereiche von Flachdächern			
Abmessungsverhältnisse		Beiwert c_p	
		im Eckbereich	im Randbereich
$\leq 1,5$	$\leq 0,4$	-2	-1
	$> 0,4$	-2,8	-1,5
$> 1,5$	$\leq 0,4$	-2,5	-1
	$> 0,4$	-3	-1,7

Es bedeuten: α die Dachneigung, h die Hallenhöhe, b die Hallenlänge und a die Giebelbreite.

Es gilt somit für $h/a \leq 0,4$ und $\alpha \leq 8^\circ$ und $> 25^\circ$:

- (1) $c_p = -1,0$ bzw. -1,1 im Randbereich
- (2) $c_p = -2,0$ bzw. -2,5 bzw. -1,8 im Eckbereich.

Und es gilt für $h/a > 0,4$ und $\alpha > 8^\circ$ und $\leq 25^\circ$:

- (3) $c_p = -1,5$ bzw. -1,7 bzw. -1,8 im Randbereich
- (4) $c_p = -2,8$ bzw. -3,0 bzw. -3,2 im Eckbereich.

Es wurde bei den 4 Kategorien der unterstrichene, somit also der absolut größte Wert angesetzt.

Beispiel mit Variante a und b:

Offene Halle; $a/b = 18/40$ m; $h = 7,90$ m; Längswand mit durchgehender Öffnung $h' = 4,50$ m; Satteldach mit 5° Dachneigung; Pfetten IPE 120; Sandwich-Dachplatten: Ondatherm Typ 101; $d = 60$ mm; Tiefsickenabstand 333 mm; $t_{N1} = 0,63$ mm; Plattenlänge: $L_{ges} = 0,5 \cdot 18 = 9$ m; $L = 2,5$ m; n-Feld-Träger;
Schneelast: $s = 1,0$ kN/m²; Windstaudruck : $q_w = 0,5$ kN/m²

Nachweise:

1) Tragfähigkeit auf Biegung:

$$g + s = 0,15 + 1,0 = 1,15 \text{ kN/m}^2$$

$$g + w_s = 2/3 \cdot 0,15 - (0,6 + 0,8) \cdot 0,5 = -0,60 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{zul} \approx 3,9 \cdot \frac{0,9}{1,15} = 3,0 \text{ m} > L = 2,5 \text{ m} \quad (\text{Tab.1})$$

2) Auflagerdrücke:

$$\beta_d = 0,12 \text{ N/mm}^2; \gamma_M = 1,2;$$

$$A = 1,10; \text{ Pfette IPE 120: } b = 64 \text{ mm};$$

$$\text{Belastung: } q = g + s = 1,15 \text{ kN/m}^2;$$

$$L_{zul} = \frac{0,12 \cdot 64}{1,85 \cdot 1,15 \cdot 1,2 \cdot 1,10} = 2,74 \text{ m} > L = 2,5 \text{ m} \quad (\text{Tab. 2 bzw. Gl. 3})$$

$$\text{alternativ } L_{zul} = 3,5 \cdot \frac{0,9}{1,15} = 2,74 \text{ m}$$

3) Schraubenkopfauslenkung:

$$t < 8 \text{ mm};$$

$$L_{ges} = 18,5 \text{ m} > L_{ges} = 9 \text{ m} \quad (\text{Tab. 3})$$

4) Verankerung der Zugkräfte:

$$B = 3,0 \text{ [kN/m}^{1/2}]$$

$$t_{N1} = 0,63 \text{ mm}; \text{ zul } F_u = 2,8 \text{ [kN]}$$

$$q = 2/3 \cdot 0,15 - c_p \cdot q_w = 0,1 - c_p \cdot 0,5; \quad (\text{Tab. 5a bzw. Gl. 7})$$

nach Tab. 4b

$$\text{Normalbereich: } c_p + c_{pu} = -0,6 - 0,8 = -1,4$$

$$Z_1 = 1,32 \cdot 2,5 = 3,3 \text{ kN/m};$$

$$Z_2 = 0,6 \cdot 3,3 + \frac{3,0}{\sqrt{2,5}} = 3,9 \text{ kN/m};$$

$$e \leq \frac{2,8}{3,9} = 0,72 \text{ m} \quad \text{jede 2. Tiefsicke}$$

$$\text{Randbereich: } c_p + c_{pu} = -1,8 - 0,8 = -2,6$$

$$\text{Giebelrand: } Z_1 = 2,64 \cdot 2,5 = 6,6 \text{ kN/m};$$

$$Z_2 = 0,6 \cdot 6,6 + \frac{3,0}{\sqrt{2,5}} = 5,9 \text{ kN/m};$$

$$e \leq \frac{2,8}{6,6} = 0,42 \text{ m} \quad \text{jede Tiefsicke}$$

$$\text{Traufenrand: } Z_1 = \frac{3,3+6,6}{2} = 4,95 \text{ kN/m};$$

$$Z_2 = \frac{3,9+5,9}{2} = 4,9 \text{ kN/m};$$

$$e \leq \frac{2,8}{4,95} = 0,57 \text{ m} \quad \text{jede Tiefsicke}$$

$$\text{Eckbereich: } c_p + c_{pu} = -3,2 - 0,8 = -4,0$$

$$Z_1 = 3,41 \cdot 2,5 = 8,5 \text{ kN/m};$$

$$Z_2 = 0,6 \cdot 8,5 + \frac{3,0}{\sqrt{2,5}} = 7,0 \text{ kN/m};$$

$$e \leq \frac{2,8}{8,5} = 0,33 \text{ m} \quad \text{jede Tiefsicke}$$

$$\text{alternativ nach Tab. 5a und 5b: } L = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Normalbereich: } Z_1 = 3,3 \text{ kN/m}; \quad (\text{Zeile 10})$$

$$Z_2 = 3,8 \sim 3,9 \text{ kN/m}; \quad (\text{Zeile 12})$$

$$\text{Randbereich: } c_p = -1,8$$

$$\text{Giebelrand: } Z_1 = 3,3 + 3,75 \cdot 0,88 = 6,6 \text{ kN/m}; \quad (\text{Zeile 14})$$

$$Z_2 = 3,8 + 3,75 \cdot 0,53 = 5,8 \sim 5,9 \text{ kN/m};$$

$$\text{Traufenrand: } Z_1 = 3,3 + 0,5 \cdot 3,75 \cdot 0,88 = 4,95 \text{ kN/m};$$

$$Z_2 = 3,8 + 0,5 \cdot 3,75 \cdot 0,53 = 4,8 \sim 4,9 \text{ kN/m};$$

$$\text{Eckbereich: } c_p = -3,2$$

$$Z_1 = 3,3 + 5,95 \cdot 0,88 = 8,5 \text{ kN/m}; \quad (\text{Zeile 16})$$

$$Z_2 = 3,8 + 5,95 \cdot 0,53 = 6,95 \sim 7,0 \text{ kN/m};$$

Variante a:

Offene Halle wie zuvor; $h = 8,10$ m; Windstaudruck: $q_w = 0,8$ kN/m²; Befestigung mit EJOT-Schrauben E22;

Nachweise: 1) 2) 3) wie zuvor

4) Verankerung der Zugkräfte:

$$\text{zul } F_u = 3,1 \text{ [kN]} \quad (\text{Tab. 5a})$$

$$q = 2/3 \cdot 0,15 - c_p \cdot q_w = 0,1 - c_p \cdot 0,8; \quad (\text{Gl. 7})$$

nach Gl. (8b) und (9b):

Normalbereich: $c_p + c_{pu} = -1,4$ (wie zuvor);
 $q = -1,02 \text{ kN/m}^2$
 $Z_1 = 2,0 \cdot 1,02 \cdot 1,1 \cdot 2,5 = \underline{5,6 \text{ kN/m}}$;
 $Z_2 = 0,6 \cdot 5,6 + \frac{3,0}{\sqrt{2,5}} = 5,3 \text{ kN/m}$;
 $e \leq \frac{3,1}{5,6} = 0,55 \text{ m}$ jede Tiefsicke

Randbereich: $c_p + c_{pu} = -2,6$ (wie zuvor);
 $q = -1,98 \text{ kN/m}^2$
Giebelrand: $Z_1 = 2,0 \cdot 1,98 \cdot 1,1 \cdot 2,5 = \underline{10,9 \text{ kN/m}}$;
 $Z_2 = 0,6 \cdot 10,9 + \frac{3,0}{\sqrt{2,5}} = 8,4 \text{ kN/m}$;
 $e \leq \frac{3,1}{10,9} = 0,28 \text{ m}$ 2 in jeder Tiefsicke

Traufenrand:
 $Z_1 = \frac{5,6 + 10,9}{2} = \underline{8,25 \text{ kN/m}}$;
 $Z_2 = \frac{5,3 + 8,4}{2} = 6,85 \text{ kN/m}$;
 $e < \frac{3,1}{8,25} = 0,38 \text{ m}$ jede Tiefsicke

Eckbereich: $c_p + c_{pu} = -4,0$ (wie zuvor);
 $q = -3,3 \text{ kN/m}^2$
 $Z_1 = 2,0 \cdot 3,3 \cdot 1,1 \cdot 2,5 = \underline{18,15 \text{ kN/m}}$;
 $Z_2 = 0,6 \cdot 18,15 + \frac{3,0}{\sqrt{2,5}} = 12,8 \text{ kN/m}$;
 $e \leq \frac{3,1}{18,15} = 0,17 \text{ m}$ 2 in jeder Tiefsicke

Variante b:

Geschlossene Halle; $h = 7,90 \text{ m}$; sonst wie Beispiel 1

Nachweise: 1) 2) 3) wie zuvor

4) Verankerung der Zugkräfte:

nach Tab. 4b ()-Werte nach Tab. 6a + 6b

Normalbereich: $c_p = -0,6$
 $Z_1 = 0,44 \cdot 2,5 = 1,1 \text{ kN/m}$ (1,1);
 $Z_2 = 0,6 \cdot 1,1 + \frac{3,0}{\sqrt{2,5}} = \underline{2,6 \text{ kN/m}}$ (2,45);
 $e \leq \frac{2,8}{2,6} = 1,08 \text{ m}$ jede 2. Tiefsicke

Randbereich: $c_p = -1,8$

Giebelrand: $Z_1 = 1,76 \cdot 2,5 = 4,4 \text{ kN/m}$;
 $(1,1 + 0,88 \cdot 3,75 = 4,4)$
 $Z_2 = 0,6 \cdot 4,4 + \frac{3,0}{\sqrt{2,5}} = \underline{4,5 \text{ kN/m}}$;
 $(2,45 + 0,53 \cdot 3,75 = 4,4)$
 $e \leq \frac{2,8}{4,5} = 0,62 \text{ m}$ jede Tiefsicke

Traufenrand: $Z_1 = \frac{1,1 + 4,4}{2} = 2,8 \text{ kN/m}$ (2,8);
 $Z_2 = \frac{2,6 + 4,5}{2} = \underline{3,6 \text{ kN/m}}$ (3,5);
 $e \leq \frac{2,8}{3,6} = 0,78 \text{ m}$ jede 2. Tiefsicke

Eckbereich: $c_p = -3,2$
 $Z_1 = 2,53 \cdot 2,5 = \underline{6,3 \text{ kN/m}}$;
 $(1,1 + 0,88 \cdot 5,95 = 6,3)$
 $Z_2 = 0,6 \cdot 6,3 + \frac{3,0}{\sqrt{2,5}} = 5,7 \text{ kN/m}$;
 $(2,45 + 0,53 \cdot 5,95 = 5,6)$
 $e \leq \frac{2,8}{6,3} = 0,44 \text{ m}$ jede Tiefsicke

Der Autor dankt seinem Mitarbeiter,
 Dipl.-Ing. (FH) Frank Heil für seine kritische
 Mitarbeit an diesem Aufsatz.

Treppenbauer beklagen die Freistellung von der Bautechnischen Prüfung

Der Gesetzgeber stiehlt sich zum Nachteil des Verbrauchers immer mehr aus seiner Verantwortung

In Folge der europäischen Gesetzgebung entstanden auch in Deutschland umfangreiche Gesetze und technische Vorschriften, die zum Schutz der Verbraucher eine umfassende Nachweispflicht durch den Hersteller zur „Brauchbarkeit“ eines Produktes beinhalten. Parallel dazu hat die deutsche Bundesregierung ihren politischen Willen umgesetzt, eine gewisse Effizienz bei der Bearbeitung von Bauanträgen dadurch zu erreichen, daß eine Kontrolle auf Einhaltung der oben genannten Vorschriften weitestgehend unterbleibt. Für den Treppenbau ergeben sich aus dieser politischen Lage jedoch verschiedene Konsequenzen, die im folgenden Beitrag aus der Sicht eines betroffenen Treppenherstellers skizziert werden.

1 Rechtslage

Den Beweis der „Brauchbarkeit“ einer Treppe erbringt ein Hersteller in der Regel über den Nachweis der Standsicherheit seiner Treppenkonstruktion, da nach geltendem Baurecht der Bundesländer Treppen als tragende Bauteile eingestuft sind.

Dazu hat der Gesetzgeber verschiedene Möglichkeiten angeboten, deren Anwendung jeweils nach den Erforderlichkeiten abzustimmen ist.

2 Treppen als „geregelt“ Bauprodukte

Das Baurecht unterscheidet „geregelt“ Bauprodukte, deren Standsicherheit anhand genormter Materialkennwerte und Berechnungsmethoden nachgewiesen werden kann, und „nicht geregelte“ Bauprodukte, in denen unbekannte (nicht genormte) Materialien oder Konstruktionen eingesetzt werden.

Die Standsicherheit von Holztreppen wird nach den in der DIN 1052 „Holzbauwerke“ aufgestellten Materialkennwerten und Berechnungsvorgaben nachgewiesen. Wangentreppen aus Holz, als aufgesattelte oder eingestemmte Treppen, benötigen keinen rechnerischen Nachweis ihrer Standsicherheit, weil sie gemäß DIN 1052 aus Erfahrung zu beurteilen sind. Das Regelwerk der Handwerksverbände zu Holztreppen definiert die zu verwendenden Dimensionen und Konstruktionsdetails insbesondere auch die Anschlüsse zum Baukörper.

3 Treppen als „nicht geregelte“ Bauprodukte

Mit der Definition einer „handwerklichen Holztreppe“ weist das Deutsche Institut für Bautechnik gleichzeitig alle anderen Treppenkonstruktionen

*Dipl.-Ing. (FH) Heinz Lammers
Leiter technische Entwicklung der
Treppenmeister-Partnergemeinschaft*

z.B. Mittelholmtreppen, Spindeltreppen, Bolzentreppen und geländertragende Konstruktionen baurechtlich als „nicht geregelte“ Bauprodukte aus. Diese Treppenkonstruktionen benötigen zum Beweis ihrer Brauchbarkeit einen gesonderten Standsicherheitsnachweis.

4 Angebote des Marktes

Der Kunde kann aus einer Vielzahl von Treppenherstellern und Konstruktionen auswählen und hat die Qual der Wahl auch hinsichtlich der Sicherheit bei Treppen. Der Handwerksbetrieb aus dem heimatischen Ort fertigt die bekannten „aus Erfahrung zu beurteilenden“ Wangentreppen, während der industriell herstellende Treppenbauer mit transparenten Tragkonstruktionen zu beeindrucken weiß.

Neben der Zulassung verwenden industriell herstellende Betriebe auch Nachweise wie z.B. Gutachten unabhängiger Gutachter, Sachverständiger und Institute, um dem Kunden Seriosität und Problembewußtsein zu suggerieren.

Auf der anderen Seite ist ein Kunde oft auch nicht in der Lage, ein Prüfzeugnis zu lesen und die entsprechenden Konsequenzen daraus zu schließen. So werden z.B. Schallgutachten, welche in Versuchslabors ermittelt wurden, auf die Praxis übertragen, ohne Nebenwege und Schallbrücken zu berücksichtigen, die sich auf einer Baustelle einstellen, obwohl in Ausschreibungen geforderte Schalldämmwerte für den „eingebauten Zustand“ gelten.

Der Handwerker ist bei seinen Kunden als „Problemlöser“ bekannt und daher ist – häufig in Unkenntnis der baurechtlichen Situation – die Herstellung und Montage einer modernen transparenten Holzterrasse für ihn kein Problem. Die vermeintlichen Nachweise zur Standsicherheit werden, wenn diese überhaupt von irgendeiner Seite gefordert werden, von einem, dem Handwerker befreundeten Statiker erstellt.

Vielfach ist offensichtlich nicht bekannt, daß an vielen Details moderner Treppenkonstruktionen Materialspannungen auftreten, die mit herkömmlichen Berechnungsmethoden nicht nachweisbar sind.

5 Vereinfachtes Baugenehmigungsverfahren

Viele Hersteller von Bauprodukten schließen aus den vom Gesetzgeber eingeschlagenen Weg der

„Vereinfachten Baugenehmigungsverfahren“ darauf, in dem die Überwachung der Einhaltung von technischen Regeln und Gesetzen bei Bauprodukten seitens der Bauaufsichtsbehörden ausgeschlossen wird, daß diese in Wohngebäuden geringer Höhe nicht eingehalten werden müssen. Auf unsere Anfrage bei der Obersten Bauaufsicht in Rheinland-Pfalz wurde uns bestätigt, daß sehr wohl auch in diesen Bauvorhaben das deutsche Baurecht gelte und einzuhalten sei.

Vor allem ist bei den Kunden nicht bekannt, daß der Gesetzgeber die Verantwortung für die Einhaltung der einschlägigen Vorschriften in das Verhältnis zwischen Kunde und Hersteller gelegt hat und deshalb er die Überwachung auf Einhaltung der Vorgaben zu verfolgen hat, wobei er sicher bei den vielen im Wohnhaus anfallenden Gewerken hoffnungslos überfordert sein dürfte.

Diese Unkenntnis wurde einem Bauherren in Bayern kürzlich deutlich vor Augen geführt, als seine in den Neubau eingebaute Treppe zusammenzubrechen drohte. Er informierte die zuständige Untere Bauaufsichtsbehörde und erhielt zu seiner Überraschung die Antwort, daß man für Bauten, die nach dem vereinfachten Baugenehmigungsverfahren errichtet werden können, nicht mehr zuständig sei. Erst auf anwaltlichen Druck sah sich die Behörde gezwungen, dieses Bauprodukt hinsichtlich der Einhaltung geltender Vorschriften zu prüfen.

Zwischenzeitlich war jedoch die Treppe schon ausgetauscht worden, weil sich das Risiko eines Einsturzes der Treppe als zu groß darstellte. Nur mit dem privat in Auftrag gegebenen Sachverständigen-Gutachten war es möglich, einen Teil der entstandenen Kosten vom Hersteller der schadhafte Treppe zu erhalten, denn auch hier weigerte sich die Behörde, eine entsprechende Stellungnahme abzugeben.

Wer nun glaubt, der Hersteller der schadhafte Treppe sei von der Bauaufsichtsbehörde mit einer Ordnungsstrafe belegt worden, wie es die Bauordnungen der Länder bei Verstößen gegen das Baurecht vorsehen, der irrt auch hier. Eine Ermahnung, sich bei zukünftigen Bauvorhaben an die geltenden Gesetze zu halten war das, was auch nur mittels massiven Drucks zu erreichen war.

Wir haben uns zunächst damit abzufinden, daß es „zum Wohle des Kunden“ allgemeiner politischer Wille ist, die Verantwortungen immer mehr auf das Verhältnis Hersteller – Kunde zu übertragen, der Gesetzgeber immer umfangreichere Nachweise zur Brauchbarkeit eines Bauproduktes fordert und sich auf der anderen Seite aus der Aufsichtspflicht herausstiehlt.

Herausgeber:

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

Redaktion:

Klaus Werwath, Lahring 36, 53639 Ittenbach

Technische Korrespondenten:**Baden-Württemberg**

Dr.-Ing. Peter Hildenbrand, Ludwigsburg

Bayern:

Dr.-Ing. Bernd Brandt, Nürnberg

Berlin:

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

Brandenburg:

Prof. Dr.-Ing. habil. Dieter Füg, Groß Gaglow

Bremen:

Dipl.-Ing. Horst Bellmer, Bremen

Hamburg:

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann, Hamburg

Hessen:

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

Mecklenburg-Vorpommern:

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

Niedersachsen:

Dr.-Ing. Günter Griebenow, Braunschweig

Nordrhein-Westfalen:

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

Rheinland-Pfalz:

Dr.-Ing. Hubert Verheyen, Bad Kreuznach

Saarland:

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

Sachsen:

Prof. Dr. sc.techn. Lothar Schubert, Leipzig

Sachsen-Anhalt:

Dipl.-Ing. Dieter Beyer, Magdeburg

Schleswig-Holstein:

Dipl.-Ing. Uwe Schmiedel, Pinneberg

Thüringen:

Dr.-Ing. Helmut Löwe, Gotha

BVPI:

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer

Druck:

Vogel-Druck, Würzburg

DTP:

Satz-Studio Heimerl
Scherenbergstraße 12 · 97082 Würzburg

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

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

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

Liste der bestellten Sachverständigen im Sinne des §19i Abs. 2 Satz 3 Wasserhaushaltsgesetz – WHG –

Technischer Leiter der TOS: Dipl.-Ing. R. Schoon, Fischerweg 408, 18069 Rostock
Tel.: 0381/8113469-70, Fax: 0381/8113471

Stand: 29.01.1999

PLZ	Anschrift	Titel Name	Telefonnummer Faxnummer	DPÜ Reg.-Nr.
01187	Hübnerstr. 27 01187 Dresden	Prof. Dr.-Ing. habil. Dressel, Bernd	Tel. 0351/4711135 Fax 0351/4724781	049
04179	Pfingstweide 1 04179 Leipzig	Dr.-Ing. Kugler, Peter	Tel. 0341/446080 Fax 0341/4512173	054
06847	Ing.-Büro Faustmann GmbH Brauereistr. 13a (DIM-Gelände) 06847 Dessau	Dipl.-Ing. Faustmann, Hans-Erich	Tel. 0340/5029435 Fax 0340/5029438	018
10559	ZERNA, KÖPPER & PARTNER Alt-Moabit 91 10559 Berlin	Dr.-Ing. Höcker, Thomas	Tel. 030/399939-0 Fax 030/399939-17	074
12489	Ing.-Büro Bechert & Partner Anna-Seghers-Str. 147 12489 Berlin	Dipl.-Ing. Mönnig, Fritz	Tel. 030/6709850 Fax 030/6709850	033
12489	Ing.-Büro Bechert & Partner Anna-Seghers-Str. 147 12489 Berlin	Dipl.-Ing. Harnisch, Roland	Tel. 030/6709850 Fax 030/6709850	070
16306	Am Markt 2 16306 Vierraden	Dipl.-Ing. Scheel, Rüdiger	Tel. 03332/25580 Fax 03332/255888	060
18069	I.E.S.A Ingenieurgesellschaft mbH Fischerweg 408 18069 Rostock	Dipl.-Ing. Lange, Reinhardt	Tel. 0381/8113469 Fax 0381/8113471	030
18069	I.E.S.A Ingenieurgesellschaft mbH Fischerweg 408 18069 Rostock	Dipl.-Ing. Schoon, Reinhold	Tel. 0381/8113469 Fax 0381/8113471	039
18055	Ing.-Büro P. Bornhöft Lange Straße 25 18055 Rostock	Dipl.-Ing. Bornhöft, Peter	Tel. 0381/4923418 Fax 0381/4934080	047
18146	Bornhöft & Levin Ing.-Büro für technische Sicherheit M.-Luther-King-Allee 22 18147 Rostock	Dipl.-Ing. Levin, Gunnar	Tel. 0381/685197 Fax 0381/685197	031
18437	I.E.S.A Ingenieurgesellschaft mbH Im Grunde 33 18437 Stralsund	Dipl.-Ing. Herfurth, Dirk-Gunter	Tel. 03831/494992 Fax 03831/494992	022
20354	Windels · Timm · Morgen Ballindamm 17 20059 Hamburg	Dr.-Ing. Morgen, Karl	Tel. 040/350090 Fax 040/35009100	034
20354	Windels · Timm · Morgen Ballindamm 17 20059 Hamburg	Dr.-Ing. Timm, Günter	Tel. 040/350090 Fax 040/35009100	042
20354	Windels · Timm · Morgen Ballindamm 17 20059 Hamburg	Dipl.-Ing. Babendererde, Arnd	Tel. 040/350090 Fax 040/35009100	068
20354	Windels · Timm · Morgen Ballindamm 17 20059 Hamburg	Dipl.-Ing. v. Thaden, Harald	Tel. 040/350090 Fax 040/35009100	069

PLZ	Anschrift	Titel Name	Telefonnummer Faxnummer	DPÜ Reg.-Nr.
20354	DPÜ e.V. Ferdinandstr. 38-40 20059 Hamburg	Dr.-Ing. Meyer, Hans-Jürgen	Tel. 040/3572520 Fax 040/353565	080
22303	WP Ing.-Büro für Bauwesen Mühlenkamp 59 22303 Hamburg	Dr.-Ing. Poll, Hermann	Tel. 040/271550 Fax 040/2704163	038
22303	WP Ing.-Büro für Bauwesen Mühlenkamp 59 22303 Hamburg	Dr.-Ing. Weber, Martin	Tel. 040/271550 Fax 040/2704163	044
23966	Ing.-Büro Röpcke & Seehase Lübsche Str. 131 23966 Wismar	Dipl.-Ing. Röpcke, Helmut	Tel. 03841/72860 Fax 03841/701092	058
23966	Ing.-Büro Röpcke & Seehase Lübsche Str. 131 23966 Wismar	Dipl.-Ing. Seehase, Karl	Tel. 03841/72860 Fax 03841/701092	062
27389	Ing.-Büro Amsinck & Partner Lindenstr. 24a 27389 Stemmen	Dipl.-Ing. Amsinck, Klaus Michael	Tel. 04267/981080 Fax 04267/981082	077
27570	KSF Feld & Partner Alfred-Balzer-Str. 5 27570 Bremerhaven	Dipl.-Ing. Feld, Gerhard	Tel. 0471/9315750 Fax 0471/9315757	019
27570	KSF Feld & Partner Alfred-Balzer-Str. 5 27570 Bremerhaven	Dipl.-Ing. Heitmann, Gunther	Tel. 0471/9315750 Fax 0471/9315757	021
27570	KSF Feld & Partner Alfred-Balzer-Str. 5 27570 Bremerhaven	Dipl.-Ing. Forthaus, Harald	Tel. 0471/9315750 Fax 0471/9315757	071
28195	Contrescarpe 132 28195 Bremen	Dipl.-Ing. Bellmer, Horst	Tel. 0421/174630 Fax 0421/1746333	046
30167	MPA Materialprüfanstalt Appelstr. 11A 30167 Hannover	Dipl.-Ing. Baugatz, Jürgen	Tel. 0511/762-4371 Fax 0511/762-5245	081
30167	MPA Materialprüfanstalt Appelstr. 11A 30167 Hannover	Dipl.-Ing. König, Wolfgang	Tel. 0511/762-4371 Fax 0511/762-5245	076
30880	Ing.-Büro Faustmann GmbH Lüneburger Str. 18 30880 Laatzen	Dipl.-Ing. (FH) Bösler, Eric	Tel. 05102/93910 Fax 05102/939150	016
30880	Ing.-Büro Faustmann GmbH Lüneburger Str. 18 30880 Laatzen	Dipl.-Ing. Faustmann, Hans-Erich	Tel. 05102/93910 Fax 05102/939150	018
30880	Ing.-Büro Faustmann GmbH Lüneburger Str. 18 30880 Laatzen	Dipl.-Ing. Komorr, Martin	Tel. 05102/93910 Fax 05102/939150	026
30880	Ing.-Büro Faustmann GmbH Lüneburger Str. 18 30880 Laatzen	Dipl.-Ing. Neuhoff, Manfred	Tel. 05102/93910 Fax 05102/939150	036
30880	Ing.-Büro Faustmann GmbH Lüneburger Str. 18 30880 Laatzen	Dipl.-Ing. Paliwoda, Franz	Tel. 05102/93910 Fax 05102/939150	037
38104	Am Hirtenberg 1 38104 Braunschweig	Dr.-Ing. Griebenow, Günter	Tel. 0531/361148 Fax 0531/363121	020
38106	Pockelsstraße 7 38106 Braunschweig	Dipl.-Ing. Puller, Frank	Tel. 0531/338090 Fax 0531/338004	057
38106	Nordstr. 23 38106 Braunschweig	Dipl.-Ing. Völkel, Wolfgang	Tel. 0531/39010 Fax 0531/3901110	063
40477	Tußmannstr. 61 40477 Düsseldorf	Dr.-Ing. Kunkel, Klaus	Tel. 0211/94880 Fax 0211/9488111	028

PLZ	Anschrift	Titel Name	Telefonnummer Faxnummer	DPÜ Reg.-Nr.
44892	ZERNA, KÖPPER & PARTNER Industriestraße 27 44892 Bochum	Dr.-Ing. Köpper, Heinz-Dieter	Tel. 0234/92040 Fax 0234/9204150	027
44892	ZERNA, KÖPPER & PARTNER Industriestraße 27 44892 Bochum	Dipl.-Chem. Holdt, Peter	Tel. 0234/92040 Fax 0234/9204150	073
52379	Jüngersdorfer Str. 6 52379 Langerwehe	Dipl.-Ing. Hölscher, Wulf	Tel. 02423/942111 Fax 02423/942121	024
54293	Zimmermann & Barinka Im Litzelholz 57a 54293 Trier	Dipl.-Ing. Zimmermann, Siegfried	Tel. 0651/96806-0 Fax 0651/96806-20	066
55126	IBC Ing.-Bau-Consult GmbH Kakteenweg 1a 55126 Mainz	Dr.-Ing. Johannsen, Karl	Tel. 06131/9491110 Fax 06131/9491144	052
55126	IBC Ing.-Bau-Consult GmbH Kakteenweg 1a 55126 Mainz	Dipl.-Ing. (FH) Kützing, Walter	Tel. 06131/9491110 Fax 06131/9491144	055
55543	Planinger Str. 1a 55543 Bad Kreuznach	Dr.-Ing. Verheyen, Hubert	Tel. 0671/844000 Fax 0671/8440050	043
60596	Oskar-Sommer-Str. 15-17 60596 Frankfurt/Main	Prof. Dr.-Ing. König, Gert	Tel. 069/6300080 Fax 069/632358	053
61169	Ulmenweg 16-18 61169 Friedberg	Dipl.-Ing. Pfeifhofer, Herbert	Tel. 06031/73070 Fax 06031/730713	056
64289	WÖRNER & PARTNER Butzbacher Weg 6 64289 Darmstadt	Prof. Dr.-Ing. Wörner, Johann-Dietrich	Tel. 06151/77020 Fax 06151/770226	064
64289	WÖRNER & PARTNER Butzbacher Weg 6 64289 Darmstadt	Dr.-Ing. Nordhues, Hans-Werner	Tel. 06151/77020 Fax 06151/770226	078
64289	ISG Gesellschaft für Ingenieurbau und Systementwicklung mbH Alsfelder Str. 11 64289 Darmstadt	Dr.-Ing. Reymendt, Jörg	Tel. 06151/7706-0 Fax 06151/7706-44	079
66130	KMW Ingenieurgesellschaft mbH Saarbrücker Str. 9 66130 Saarbrücken	Dipl.-Ing. Mühlhäusler, Jörg	Tel. 0681/883130 Fax 0681/8831388	035
66130	KMW Ingenieurgesellschaft mbH Saarbrücker Str. 9 66130 Saarbrücken	Dipl.-Ing. Weisang, Werner	Tel. 0681/883130 Fax 0681/8831388	045
66424	Dürerstr. 33 66424 Homburg	Dipl.-Ing. Schaller, Gerhard	Tel. 06841/97150 Fax 06841/79159	059
66740	Puhlstr. 1 66740 Saarlois	Dipl.-Ing. Gier, Norbert	Tel. 06831/80116 Fax 06831/86989	051
66822	Im Kleegarten 6a 66822 Lebach 3	Dipl.-Ing. Eur.-Ing. Herrmann, Manfred	Tel. 06887/4350 Fax 06887/4350	023
67433	Haardter Str. 72 67433 Neustadt	Dipl.-Ing. Schenck, Lothar	Tel. 06321/2353 Fax 06321/34515	061
68165	Leibnizstr. 7 68165 Mannheim	Dipl.-Ing. Steiner, Josef	Tel. 0621/419490 Fax 0621/4194975	041
70195	Vaihinger Landstr. 4 70195 Stuttgart	Dr.-Ing. Bornscheuer, B.-F.	Tel. 0711/69753-0 Fax 0711/69753-33	065
70374	Ing.-Büro Dr. Bitter & Mangelsdorf Kapuzinerweg 7 70374 Stuttgart	Dr.-Ing. Bitter, Harald	Tel. 0711/953922-20 Fax 0711/953922-66	015
70374	Ing.-Büro Dr. Bitter & Mangelsdorf Kapuzinerweg 7 70374 Stuttgart	Dipl.-Ing. Mangelsdorf, Reinald	Tel. 0711/953922-20 Fax 0711/953922-66	032

PLZ	Anschrift	Titel Name	Telefonnummer Faxnummer	DPÜ Reg.-Nr.
70569	Untere Waldplätze 21 70569 Stuttgart	Prof. Dr.-Ing. Falkner, Horst	Tel. 0711/6780021 Fax 0711/6780060	050
73033	Schickhardtstr. 24 73033 Göppingen	Dr. rer. nat. Lang, Wolf-Dieter	Tel. 07161/21078 Fax 07161/13042	029
79189	Litschgistr. 8 79189 Bad Krozingen	Dipl.-Ing. Hofmann, Claus	Tel. 07633/3025 Fax 07633/2123	067
80686	Edelsbergstr. 8 80686 München	Dr.-Ing. Kugler, Peter A.	Tel. 089/5783690 Fax 089/576648	054
85296	Mautanger 1 85296 Rohrbach a.d.Ilm	Dipl.-Ing. (TU) Greser, Radu	Tel. 08442/5108 Fax 08442/5109	075
85521	Jägerweg 10 85521 Ottobrunn	Dr.-Ing. Braun, Jürgen	Tel. 089/6080920 Fax 089/60809210	048
90419	Neutorgraben 15 90419 Nürnberg	Dr.-Ing. Brandt, Bernd	Tel. 0911/393080 Fax 0911/3930860	017
98574	Ing.-Büro für Arbeitssicherheit Dipl.-Ing. (FH) M. Dörfel Pfaffenbach 29c 98574 Schmalkalden/Th.	Dipl.-Ing. (FH) Fehlau, Heike	Tel. 03683/402658 Fax 03683/603964	072

