



# Der Prüferingenieur

---

39 Oktober 2011

---

**Seite 4**

Die BVS: Keimzelle wirtschaftspolitischer Vernunft

**Seite 21**

Eurocode-Brandszenarien in Brandschutzkonzepten und deren Prüfung

**Seite 32**

Von der Vision bis zur Anwendung: Verstärken mit textilbewehrtem Beton

**Seite 45**

Stahl- und Spannbetonkonstruktionen für Offshore-Windenergieanlagen

**Seite 64**

Kunststoff im Bauwesen: Probates Hilfsmittel oder Konstruktionsmaterial?



# INHALT

## EDITORIAL

Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä: Die BVS: Keimzelle wirtschaftspolitischer Vernunft 4

## NACHRICHTEN

Arbeitstagung in Warnemünde: Die Prüfsingenieure forcieren den pränormativen Kampf gegen die praxisfernen EU-Normen 6

Interview in der Ostseezeitung: Ingenieure fordern Einführung der Prüfpflicht für Eigenheime 9

Die Bundesvereinigung und das BMVBS ziehen eine positive Bilanz für ihre WSV-Fachliste 11

Die Initiative PraxisRegelnBau kann erste konkrete Ergebnisse nachweisen 12

8. Ausbildungsveranstaltung zum Sachkundigen Planer für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen 13

Ergebnisse des Forschungsprojekts „Praxistaugliche Bemessungsnormen“ wurden Anfang November vorgestellt 14

Fortbildungsveranstaltung Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken 15

Erfolgreiche 7. Fachtagung Konstruktiver Ingenieurbau 15

Dipl.-Ing. Markus Köppel wurde zum neuen Leiter des Referats 21 beim Eisenbahn-Bundesamt ernannt 16

Gedankenaustausch der Prüfsingenieure mit den Baurechtsbehörden über die Eurocodes 17

Kompletter Leitfaden für Entwurf, Bau und Erhaltung von Straßenbrücken 17

Friedrich Mehl mit dem Ehrenpreis des Feuertrutz-Verlages ausgezeichnet 18

20. Bautechnisches Seminar in NRW wieder erfolgreich 19

BVPI-Arbeitstagung 2012 vom 13. bis 15. September in Dresden 19

BÜV legt novellierte Fassung seiner Empfehlungen für tragende Kunststoffbauteile vor 20

Ingenieurforum in Sachsen-Anhalt stellte Anforderungen an Tragwerke dar 20

## BRANDSCHUTZ

Dr.-Ing. Jochen Zehfuß: Eurocode-Brandszenarien in Brandschutzkonzepten und deren Prüfung 21

## TEXTILBETON

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach et.al.:  
Von der Vision bis zur Anwendung: Verstärken mit textilbewehrtem Beton 32

## WINDENERGIEANLAGEN

Univ. Prof. i.R. Dr.-Ing. Jürgen Grünberg: Stahl- und Spannbetonkonstruktionen für Offshore-Windenergieanlagen 45

## KUNSTSTOFFE

Prof. Dr.-Ing. Johann-Dietrich Wörner: Kunststoff im Bauwesen: Probates Hilfsmittel oder Konstruktionsmaterial? 64

## IMPRESSUM 70

# Die BVS: Keimzelle wirtschaftspolitischer Vernunft

In neun Bundesländern folgen die Prüflingenieur und Prüfsachverständigen der Muster-Verordnung der Prüflingenieur und Prüfsachverständigen, M-PP-VO, und sie bedienen sich dort einer gemeinsamen Abrechnungsstelle, die unter dem Markenzeichen „BVS“ (Bewertungs- und Verrechnungsstelle) bekannt und anerkannt ist.

Nach zum Teil über zehnjähriger Arbeit ist nicht nur der Erfolg dieser Institutionen für die Arbeit der Prüflingenieur und Prüfsachverständigen und der Bauaufsicht festzustellen, sondern darüber hinaus auch der Erfolg eines Modells, das richtungweisend für die Lösung der Probleme ist, die durch die deregulierte Marktwirtschaft entstanden sind und unsere Wirtschaft durch Bankenkrise, Staatsverschuldung und Währungsverfall ruinieren.

Romano Guardini, jener große katholische Priester, Religionsphilosoph und Theologe (1885-1968), der die philosophischen Einsichten der Menschen mit seinen Gedanken und Erkenntnissen über das „Ethos der Macht“ gegenüber anonymen „Es-Mächten“ (Medien, Bürokratien, Wirtschaft) als auch gegenüber totalen Machtansprüchen politischer Ideologien zielsetzend erweitert hat, Guardini also hat diese Entwicklung schon in der Wirtschaftswunderzeit vor fünfzig Jahren befürchtet. Er schreibt in seiner Schrift über „Die Technik und der Mensch“:

*Überall ist wimmelnder Eifer am Werk, neue Zukunft zu bauen; aber eine dunkle Angst zweifelt, ob es gelingen werde, über die Mächte des Chaos Herr zu werden, die seit Jahrhunderten entfesselt worden sind. Aus dem Menschenwerk selbst steigt Bedrohung auf: aus der Unwahrheit der Daseinsdeutung; aus dem Frevel der Selbstherrlichkeit; aus der immerfort wachsenden Macht über die Natur, die ihrerseits durch keine entsprechende Einsicht und Gewissenskraft gemeistert wird. Keiner weiß, wie dem zu begegnen sei, so dass man manchmal das schreckliche Gefühl bekommt, in all der Wissenschaft und Technik und Politik seien es Unerwachsene, welche das Schicksal der Menschheit bestimmen.*

Nicht zuletzt in der Bankenkrise und mit der Staatsverschuldung hat sich diese Vision in erschreckendem Maße bewahrheitet.



**Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä**  
Präsident der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (BVPI)

Dem Verlust an Verantwortungsbewusstsein in Politik und Gesellschaft wird mit einer zunehmenden bürokratischen Regelungsdichte begegnet, die konsequent mit dem Abbau staatlicher Organe einhergeht, solcher Organe zumal, die bislang die staatliche Verantwortung gegenüber der Gesellschaft und gegenüber den Menschen übernommen und innehalten. Im eigentlichen Wortsinn ist also niemand mehr da, der mit Verantwortung verbindliche Antworten gibt.

Ich verkenne nicht die Berechtigung des Anliegens, mit Normen Rechtssicherheit zu schaffen. Die Gefahr besteht aber darin, dass durch ausufernde normative Detailregelungen die Adressaten der Normen entmündigt und ihrer originären Verantwortung beraubt werden. Diese Gefahr wächst sich allmählich zu einer immanenten Bedrohung aller aus, weil Entmündigung bequem, Verantwortung aber unbequem ist; und weil wir alle einen Hang zur Bequemlichkeit haben, lassen wir uns, wenn die Kasse trotzdem stimmt, unsere eigene Verantwortung immer wieder und immer häufiger und umfassender ganz gerne rauben. Es ist bequem, seinen Sachverstand verantwortlich nicht mehr bemühen zu müssen, wenn man sich stattdessen hinter Normen- oder Paragraphenhecken verstecken kann.

Eine große Gefahr birgt auch der öffentliche Irrglaube, die evolutionär sich entwickelnden naturwissenschaftlichen Erkenntnisse und die sich daraus entfaltenden technischen Anwendungen in einen eindeutigen, formelhaften Algorithmus kleiden zu können, der sich in Gesetze übersetzen und mit Worten ausdrücken ließe; und zwar mit der entlastenden und scheinbar exkulpierten Entschuldigung, dass für die Interpretation und Anwendung dieser Aussagen kein Sachverstand erforderlich sei und dass deren Richtigkeit ja letzten Endes sowieso gerichtlich überprüft werden könne. Die prinzipielle Unmöglichkeit, diese Annahme zu realisieren, deren Argumente die Tatsachen vereinfachen und inhaltlich einschränken, zu erkennen, ist eine Frage der Bildung, insbesondere der naturwissenschaftlichen Bildung. Sie aber ist nach wie vor der blinde Fleck im Gesichtskreis unseres sogenannten Bildungsbürgertums und in dem der Urheber und Betreiber der politischen Willensbildung. Die Politik und ihre Organe vermuten vordergründig nur ein Unvermögen der Ingenieure, die Dinge richtig zu sagen, und sie fühlen sich deshalb dazu berufen, das eigentlich Unsagbare in laufenden Gesetzesnovellen auf unsägliche Weise zu entstellen.

Die Naturwissenschaft ist demgegenüber in den vergangenen Jahrzehnten trotz – nein: wegen! – ihres ungeheuren Zuwachses an Erkenntnissen und Einsichten immer bescheidener geworden, sie hat gelernt, dass technisch-physikalische Phänomene nicht zu ergründen, sondern nur als bildhaftes Schattenspiel darzustellen sind, mit abnehmender Halbwertszeit der Dauer ihrer Zuverlässigkeit.

Die Bundesvereinigung der Prüfungenieure hat daher beschlossen, wie Sie alle wissen und mit Interesse und Zustimmung verfolgen, die Zustände nicht nur zu beklagen, sondern mit anderen Ingenieurverbänden, der Bauindustrie, der Bauverwaltung und mit der Bauaufsicht zusammen, eine institutionalisierte Reform der Bemessungsnormen in Angriff zu nehmen.

In Anbetracht der Tatsache, dass Mitte des nächsten Jahres 5800 Seiten Eurocodes verbindlich eingeführt und die sie ersetzenden DIN-Normen zurückgezogen werden, ist das wahrlich eine Herkulesaufgabe, zu der ich hier und heute und immer wieder alle Welt um Unterstützung und Hilfe bitten möchte.

Was wir brauchen, ist nicht bedrucktes Papier, sondern sind gut ausgebildete Ingenieure, und dies gerade auch in der staatlichen Bauverwaltung und bei der Bauaufsicht.

Nach meinem Kenntnisstand gibt es weltweit keine Bauverwaltung und Bauaufsicht, die hinsichtlich ihrer Effektivität, ihres technischen Know-hows, ihrer Unabhängigkeit, ihrer Qualität und ihrer volkswirtschaftlichen Effizienz der deutschen Bauverwaltung vergleichbar wäre, oder, leider, mittlerweile teilweise schon war.

Diese Qualität ist aber nicht auf totem Papier oder auf elektronischen Datenträgern zu finden, sondern sie lebt und wirkt in den Menschen, die sie tragen.

Die Pflege und Bewahrung unabhängiger fachlicher Kompetenz in unseren Behörden ist, wenn es um eine soziale und nicht um eine deregulierte Marktwirtschaft gehen soll, eine ganz wesentliche Rahmenbedingung für eine erfolgreiche wirtschaftliche Entwicklung der Bauwirtschaft.

Es ist ein Drama, mitzuerleben, wie hier allenthalben infolge politischer Ignoranz und vordergründiger De-

regulierungs-Schlagworte durch Stelleneinsparungen notwendiges Know-how unwiederbringbar vernichtet wird – und damit starke Stützen des gedeihlichen Zusammenlebens der Bürger unseres Staates.

Unabhängigkeit setzt voraus, dass keine finanzielle Abhängigkeit zwischen Aufsicht/Prüfer und dem Beauftragten/zu Prüfenden oder deren Auftraggeber besteht.

Unabhängigkeit setzt aber auch die Auskömmlichkeit der Gebühren/des Honorares für die zu erbringenden Leistungen der Bauaufsicht/der Prüfer voraus.

Da können wir uns auch schon auf Vers 10 aus dem 24. Kapitel des 5. Mosesbuches beziehen, der als Mahnung an die Politik und deren Wertschätzung uns Ingenieuren und unserer Bauverwaltung gegenüber verstanden werden kann:

*Du sollst dem Ochsen beim Dreschen nicht das Maul verbinden.*

Dass wir dem Ochsen beim Dreschen auch in Zeiten der politisch gewollten Selbstaussbeutung der selbstständig Tätigen das lebenserhaltende Mahl bereithalten, dafür wurde unter anderem die BVS gegründet. Sie ist der Garant dafür, dass Prüfungenieure und Prüfsachverständige nicht wie Gladiatoren aufeinander gehetzt werden, sondern sich ihren Aufgaben verantwortungsbewusst im Vertrauen auf eine angemessene Vergütung widmen können.

Ich wünsche mir, dass diese BVS in Zukunft Vorbild und Leitbild sein möge für eine leistungsgerechte Bewertung und Vergütung von Architekten- und Ingenieurleistungen in allen Bundesländern, und dies nicht nur im Hinblick auf die Prüfung der Standsicherheit und des Brandschutzes, sondern grundsätzlich für alle Ingenieurleistungen, die für die verantwortungsbewusste Planung unserer gebauten Umwelt notwendig sind.

Insofern sehe ich in der BVS die Keimzelle für die Rückkehr zu wirtschaftspolitischer Vernunft und Verantwortung in einer Zeit des durch Geldgier getriebenen Deregulierungswahns.

Die Weiterentwicklung der BVS dient daher nicht nur der Bauaufsicht, den Prüfungenieuren und den Prüfsachverständigen, sondern der Bauwirtschaft und der Volkswirtschaft unseres Landes insgesamt.

**Vielseitiges Fachprogramm bei der BVPI-Arbeitstagung 2011 in Warnemünde**

## Prüfingenieure forcieren den pränormativen Kampf gegen die praxisfernen EU-Normen

**Themen: Konstruktion von Wasser-, Wind- und Kohlekraftwerken/Brandschutzkonzepte, Hochwasserschutz und Optionen für die Energieversorgung**

**„Wir haben tatsächlich die Vision zu verwirklichen begonnen, die europäischen Normen so zu ändern, dass man mit ihnen wird arbeiten können.“ Mit diesem Satz hat auf der Arbeitstagung seines Verbandes Ende September in Warnemünde der Präsident der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, die Erfolge veranschaulicht, mit denen die Ingenieure ihren Kampf gegen praxisferne europäische Normen aus der Sphäre der Utopie in Richtung eines realisierbaren Plans überführt haben. Die Prüfingenieure nahmen zu Beginn der Tagung diese Botschaft Andräs hoffnungsfroh zur Kenntnis – und bewältigten dann ein Vortrags- und Diskussionsprogramm, das nicht nur weitere essenzielle berufspolitische und bauordnungsrechtliche Mitteilungen, sondern auch etliche Fachvorträge über die Konstruktion und Prüfung von Wasser-, Wind- und Kohlekraftwerken sowie von Brandschutzkonzepten und einen brillanten Festvortrag enthielt, der die Optionen für eine zukünftige Energieversorgung beschrieb.**

Andräs Darstellung und Bewertung des Beginns der organisierten pränormativen Einflussnahme der Ingenieure auf die Entwicklung eines praxisgerechten europäischen Normenwerks im Bauwesen fand die ungeteilte Aufmerksamkeit und Zustimmung aller rund 200 anwesenden Prüfingenieure und ihrer Gäste aus Politik, Wirtschaft und Verwaltung. Weil, so Andrä, das Dickicht der vernetzten europäischen Normen nicht mehr durchschaut werden könne und mehr juristisch als technisch ausgelegt werde, sei in den Reihen der Ingenieure schon seit langem die Vision diskutiert worden, aus eigener Kraft eine Umkehr zu bewirken. Die Bauingenieure in Deutschland, allen voran die Prüfingenieure der Bundesvereinigung und die Beratenden Ingenieure im Verband Beratender Ingenieure (VBI), hätten dann einen gewaltigen Sprung über ihren Schatten gewagt. Statt sich, wie sonst üblich, in theoretischen Grundsatzdiskussionen zu

verirren und zu verlieren, haben sie diesmal das Thema praktisch gesehen und energisch angepackt. Mittlerweile seien, so Andrä, Ergebnisse und Erfolge erzielt worden, die vor einem Jahr noch niemand für möglich gehalten hätte. Auch er, Andrä, habe sich vor einem Jahr nicht vorstellen können, dass er, nachdem die ersten großen Steine auf dem Weg zu besseren Normen weggeräumt worden waren, je eine solche Welle bedingungsloser Zustimmung, zupackender Teilhabe und konstruktiver Mitwirkung würde erleben dürfen.

Ausdrücklich und mit voller Absicht dankte Andrä in diesem Zusammenhang dem Leiter des Hauptausschusses Bautechnik des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins (DBV), Dr.-Ing. Frank Fingerloos, und dem Geschäftsführer des DBV, Dr.-Ing. Lars Meyer, die dem geplanten Unterfangen der Prüfingenieure und der Beratenden Ingenieure gleich zu

Anfang tatkräftige und ideenreiche Unterstützung hätten zukommen lassen und zielführende Fakten geschaffen hätten, Fakten, die mittlerweile dazu geführt hätten, dass es heute die „Initiative Praxisgerechte Regeln im Bauwesen“ (PraxisRegelnBau, PRB) gebe, der die zehn Gründungsmitglieder die große Aufgabe der Organisation und Ausführung der pränormativen Arbeit überantwortet hätten (siehe ausführlich dazu: *Der Prüfingenieur*, Heft 38, Seite 7). Andrä betonte in aller Deutlichkeit, dass die PRB keine Konkurrenzveranstaltung zum DIN darstellen solle und könne, sondern dass alle Normenaufsteller und -anwender theoretisch und praktisch einvernehmlich in die Überlegungen und Arbeiten integriert seien und künftig auch weiterhin einbezogen werden würden, die nunmehr angestellt und bewältigt werden müssten. Das gelte für das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) genauso wie für die Bauministerkonferenz und für das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS). Auch diese Institutionen hätten die Zeichen der Zeit und den Ernst der Lage endlich erkannt und ihre Zustimmung und ihre Unterstützung zugesichert und, so berichtet Andrä, schon jetzt hohe Erwartungen an die Resultate dieser Arbeit geknüpft. Trotzdem kenne er, Andrä, die vielen auch kritischen und tendenziell resignierenden Stimmen, die da sorgenvoll meinten, die pränormative Arbeit sei, was man aus Erfahrung ja hinlänglich wissen könne, eine vergebliche Mühe und unnütze Geldausgabe. Diesen



*Die Leiterin des Referats Bautechnik im Ministerium für Verkehr, Bau und Landesentwicklung von Mecklenburg-Vorpommern, Baudirektorin Dipl.-Ing'in Ute Kühne, hat den Prüfingenieuren attestiert, dass sich Mecklenburg-Vorpommern für die hochwertige Prüfung entschieden habe, „weil damit ein besonderes Maß an Unabhängigkeit der Prüfer gewährleistet wird“. Der Präsident der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä und alle Teilnehmer der diesjährigen Arbeitstagung nahmen es beifällig zur Kenntnis.*

Stimmen wolle er, Andrä, heute ankündigen, dass wohl schon bis zum Ende dieses Jahres vorzeigbare Teilergebnisse der pränormativen Aktivitäten für den Stahlbetonbau greifbar sein würden, die allen Zweiflern belegen werden, dass die pränormative Bemühungen „richtig, wichtig und sinnvoll sind“.

Wie wichtig und richtig sie sind, das haben im Verlauf dieser Arbeitstagung der Geschäftsführer des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins (DBV), Dr.-Ing. Lars Meyer, und der Präsident des Verbandes Beratender Ingenieure (VBI), Dr.-Ing. Volker Cornelius, erläutert. Meyer berichtete über die Umsetzung der Arbeitsergebnisse der PRB in die Europäische Normungsarbeit am Beispiel erster konkreter Kürzungsvorschläge und inhaltlicher Strukturüberlegungen, aber auch schon mit Erläuterungen der notwendigen Abstimmung mit den Vertretern anderer europäischer Länder. Meyer muss sehr genau wissen, was da läuft, denn er ist, neben seiner Ge-

schaftsführertätigkeit für den DBV, auch zum Geschäftsführer der PraxisRegelnBau bestellt worden und sucht nun, wie er berichtete, noch weitere fachlich versierte Kolleginnen oder Kollegen, die ihn bei der anspruchsvollen kommenden Arbeit der PRB unterstützen können. Meyers Vortrag zeigte den anwesenden Prüfingenieuren sehr deutlich, dass die deutschen Bauingenieure mit der PRB eine korporative Instanz geschaffen haben, die ihrer großen Aufgabe mit intemem Sachverstand gerecht werden und offenbar auch mit erheblichem innerem Engagement angehen wird.

Mit gleicher Intention hat der Präsident des Verbandes Beratender Ingenieure (VBI), Dr.-Ing. Volker Cornelius, über PiN informiert, jene „Praxisinitiative Bau“, die der VBI und die BVPI künftig unterhalten werden, um als die maßgeblichen Verbände der beratenden und prüfenden Ingenieure den haupt- und ehrenamtlich Tätigen in den Normungsgremien und in der Geschäftsstelle der PRB mit

gezielter Grundlagenarbeit zuzuarbeiten und die notwendige Sichtweise der unabhängigen Planer und Prüfer in der PRB zu vertreten und zur Geltung zu bringen. Cornelius beschrieb aber nicht nur die PiN, sondern er fasste auch sehr ausführlich die bisherigen und die künftigen Stationen der pränormativen Arbeit insgesamt übersichtlich zusammen. Ihre Ziele: Vereinfachung, Praxistauglichkeit, Reduzierung, Eindeutigkeit, Widerspruchsfreiheit und Rechtssicherheit der Normen solle, so betonte Cornelius, als durchgängiges Konzept allen künftigen Bemessungsnormen zugrundegelegt und als neue Ansätze für die Ingenieurpraxis durchgesetzt werden. Diese Ziele und neuen Ansätze der künftigen Normenarbeit sollen erreicht werden, so Cornelius, alle diesbezüglichen Vorstellungen und Vorhaben zusammenfassend, indem

- die inhaltliche Normungsarbeit vom Lenkungsausschuss der PRB koordiniert wird,
- zielgerichtete und zweckgebundene Netzwerke mit anderen europäischen Gremien und Verbänden gebildet werden,
- Öffentlichkeits- und Lobbyarbeit für die Ingenieurpraxis geleistet werden,
- die ausschließlich zweckgebundene Verwendung der Zuwendungsmittel durch stete Kontrolle gesichert wird,
- die Ergebnisse der Arbeit der Projektgruppen (PG) der PRB in nationale und internationale Gremien eingebracht werden (PGs gibt es für: Einwirkungen, Betonbau, Stahlbau, Holzbau, Mauerwerk und Geotechnik) und indem
- die deutschen Delegierten dadurch unterstützt werden, dass Sekretariate und verantwortliche Positionen (Chairmen) in bestimmten Sub-Committees (SC) des Europäischen Komitees für Normung (CEN) übernehmen.

Cornelius hat damit fortgesetzt und informatorisch vertieft, was zuvor schon der Vorsitzende



200 Prüfsingenieure aus ganz Deutschland und sehr viele Gäste aus Politik, Wirtschaft und Verwaltung haben der Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik Ende September in Rostock-Warnemünde beigewohnt – und wieder bewiesen, dass diese Tagungen einen ganz speziellen, eigenen Wert besitzen.

des Technischen Koordinierungsausschusses und Mitglied des Vorstandes der Bundesvereinigung der Prüfsingenieure für Bautechnik, Dr.-Ing. Robert Hertle, über die Arbeit seines Ausschusses im vergangenen Jahr berichtet hat, die sich weitgehend auf die pränormative Arbeit konzentriert habe. Hertle zitierte die „Grundsätze der Normungsarbeit“, die auch in seinem Ausschuss entwickelt und bearbeitet worden seien und die Cornelius als die „Zehn Gebote der Normungsarbeit“ bezeichnete, die notabene schon von anderen EU-Ländern übernommen und für gültig erklärt worden seien. Diese pränormativen Grundsätze sollen dafür sorgen, dass,

- die Bemessungsregeln aus Modellen der Lastabtragung nach den Grundregeln der Mechanik entwickelt werden,
- praxisingerechte, realistische und verständliche Nachweiskonzepte möglich sind,
- die Einwirkungskombinationen und Optimierungsparameter reduziert werden,
- eine einheitliche Gliederung

in allen Normen des konstruktiven Ingenieurbaus gültig wird,

- die Regelungen über alle Baustoffgrenzen hinweg durchgängig sind (dass also Nachweise im Baugrund mit denselben Lastkombinationen und mit denselben Sicherheitselementen geführt werden können, wie die Nachweise in der Baukonstruktion),
- die erforderlichen Heißmessungen vereinheitlicht werden,
- die handwerkliche Qualität und die Sprache der Normen verbessert werden,
- nationale festlegbare Parameter (NDP) soweit wie möglich vermieden werden und dass
- die Eurocodes den Stand der Technik repräsentieren und nicht den Stand der Wissenschaft.

### „Die hoheitliche Prüfung gewährleistet ein besonderes Maß an Unabhängigkeit“

Nicht als einen Ausdruck gastfreundschaftlicher Höflichkeit, sondern als offenbaren Ausdruck ihrer sachlich fundierten Über-

zeugung hat die Leiterin des Referats Bautechnik im Ministerium für Verkehr, Bau und Landesentwicklung von Mecklenburg-Vorpommern, Baudirektorin Dipl.-Ing’ in Ute Kühne, den Prüfsingenieuren ihres eigenen Bundeslandes und darüber hinaus den Prüfsingenieuren aus ganz Deutschland quasi regierungsamtlich attestiert, dass sich Mecklenburg-Vorpommern deswegen für die hoheitliche Prüfung entschieden habe, „weil damit“, wie Kühne unter dem anerkennenden Beifall ihres Auditoriums sagte, „ein besonderes Maß an Unabhängigkeit der Prüfer gewährleistet wird“. „Und ich hoffe“, ergänzte Kühne, „dass dies bei der nächsten Novellierung der Landesbauordnung auch so bleiben wird“, sie jedenfalls wolle sich, ohne damit die Rolle und die Bedeutung der Prüfsachverständigen schmälern zu wollen, „stark dafür einsetzen“.

Als Vertreterin ihres Ministers, Volker Schlotmann, begrüßte



Kühne in ihrer landespolitischen Begrüßungsrede auch sehr entschieden die Bemühungen der Ingenieure, sich mit der Initiative PraxisRegelnBau allzu praxisferner Normen zu erwehren. Die Statik, die doch eigentlich „ein Hilfsmittel zum Konstruieren sei“, wie Kühne formulierte, habe sich inzwischen in vielen neuen Normen und Regeln zum Selbstzweck erhoben, die eigentliche Ingenieurarbeit, das Konstruieren, „verkümmert dabei immer mehr“. Diese Entwicklung gehe einher mit einer gravierend überhandnehmenden Computergläubigkeit, unter deren Einfluss immer häufiger auch Plausibilitätsprüfungen für überflüssig erklärt würden. „Das darf aber nicht sein!“, rief die Baudirektorin sorgenvoll aus und verlangte Abhilfe, weil sonst für die Sicherheit unserer gebauten Umwelt bald nicht mehr eingestanden werden könne.

Diese Sicherheit sieht BVPI-Präsident Dr. Andrä auch von einer ganz anderen Seite bedroht. Es gehe bei der baulichen Sicherheit ja nicht nur um den Quotienten aus Widerstand und Einwirkungen, sondern auch um ein würdiges Bestehen aller am Bau Beteiligten am Wettbewerb, der mittlerweile aber so unbesonnen gründlich dereguliert worden sei, dass er einer „als Markt getarnten Feudalherrschaft des Geldes“ gleiche, in deren „Sog die ganze Bauwirtschaft und damit natürlich auch wir Prüfengeure geraten sind“. Auf dem Altar dieses Wettbewerbes seien Wertbegriffe wie Treu' und Glauben, Zuverlässigkeit, Verantwortung und Glaubwürdigkeit geopfert worden. Auch die Prüfengeure würden jeden Tag in diesen beinharten, verordneten Verdrängungswettbewerb hineingetrieben und glauben, dieses Spiel unbedingt mitspielen zu müssen. Andrä empfahl

seinen Kollegen und Kolleginnen im Saal aber, dagegen aufzubegehren und auch für die Lösung dieses Fundamentalproblems der Ingenieure jene Solidarität zu üben, die jetzt schon gegen die Auswüchse der Normen erfolgreich zu wirken beginne. Das Miteinander, das sich gemeinschaftlichen Zielen verpflichtet fühle, könne, dessen zeigte Andrä sich gewiss, auch gegen die Auswüchse des hemmungslosen Gewinnstrebens erfolgreich sein.

### **Begleitprogramm mit fünf touristisch reizvollen und kurzweiligen Touren**

Natürlich hatte auch diese Arbeitstagung ein reizvolles und vielseitiges Rahmenprogramm, das die Begleitpersonen der teilnehmenden Prüfengeure nicht nur per Schiff auf die Ostsee führte, sondern auch per Bus nach Stralsund, dessen Altstadt

## **Interview in der Ostseezeitung:**

### **Ingenieure fordern Einführung der Prüfpflicht für Eigenheime**

Die Arbeitstagung der Prüfengeure für Bautechnik hat auch in der regionalen Presse in Mecklenburg-Vorpommern ein beachtenswertes Echo erhalten. In der Ostseezeitung, die mit einer täglichen Auflage von rund 150.000 Exemplaren die größte Tageszeitung an der mecklenburgischen Küste ist, berichtete groß – aber nicht etwa über die Tagung selbst, sondern darüber, was ihrer Redaktion der Geschäftsführer der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik, Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann, und der Vorsitzende der Landesvereinigung der Prüfengeure in Mecklenburg-Vorpommern, Dipl.-Ing. Winfried Koldrack, im Interview vermittelt hatten. Und so schreibt die Zeitung unter der Überschrift „Ingenieure fordern Prüfpflicht auch für Eigenheime“, dass die Bauherren heute immer öfter auf die Prüfung verzichten würden, weil sie ihnen zu teuer sei. Dabei, so rechnete Koldrack der Zeitung vor, koste ein Prüfengeur nur etwa ein Prozent der Rohbaukosten, bei 100.000 Euro also 1.000 Euro. Die Prüfengeure für Bautechnik hätten aber empirisch herausgefunden, dass ein Prüfengeur für einen Euro, den er kostet, im Durchschnitt rechtzeitig Mängel im Wert von fünf Euro feststelle. Die Zeitung gibt auch die

Forderung Tiedemanns an ihre Leser weiter, die Prüfpflicht für Eigenheime wieder einzuführen, um noch mehr Pusch am Bau zu verhindern. Bisher gebe es, so wird Tiedemann zitiert, dies nur in Brandenburg, wo Ingenieure als Objektplaner jedes Bauprojekt von Anfang bis Ende begleiteten. Das sei der Idealzustand, meint Tiedemann. Heute habe die Bauaufsicht in vielen Bundesländern jedoch immer weniger Einfluss. Die Politik müsse damit aufhören, die Kontrollaufgaben zu privatisieren, fordert er. Die öffentliche Bauaufsicht sollte stattdessen ausreichend mit unabhängigen Ingenieuren ausgestattet werden. „Vor achtzig Jahren“, werden Tiedemanns Worte weiter wiedergegeben, „fungierten die ersten Prüfengeure noch als Baupolizei“. Kompetenzen wie die der Polizei seien heute natürlich nicht mehr möglich. Aber: So wie jeder Autobesitzer per Gesetz einen Kfz-Brief haben müsse, sollte künftig jeder Bauherr ein Bauwerksbuch führen, indem „alle Planungen, alle Änderungen, alle Vorkommnisse eingetragen werden“, so Tiedemann. Solch ein Dokument könne dazu beitragen, Unfälle beim Bau zu verhindern und in den Jahren danach etliche Schäden zu vermeiden.

zum Weltkulturerbe der UNESCO zählt, und per Pedes oder alternativ per Velo über die Halbinsel Fischland auf dem Darß und schließlich nach Güstrow, wo unter anderem das Atelier von Ernst Barlach besichtigt werden konnte, der ja einen großen Teil seines Lebens in Güstrow verbracht und seines künstlerischen Werkes in Güstrow geschaffen hat. Und der traditionelle Landesabend im großen Festsaal des Kongresszentrums der Yachthafenresidenz Hohe Düne von Warnemünde brachte, wie jedes Jahr, alle Teilnehmer der diesjährigen Arbeitstagung bei gutem mecklenburgischem Essen, bei Tanz und kollegialem Gespräch auf einer Ebene zusammen, die das kollegial-freundschaftliche Gespräch um die willkommene Dimension des Privaten ergänzte.

Einer der Höhepunkte der Tagung war jedoch der Festvortrag, den der frühere Direktor am Max-Planck-Institut für Plasmaphysik (München/Greifswald),

Prof. Dr. rer. nat. Friedrich Wagner, über die Optionen für eine zukünftige Energieversorgung hielt. Wagner, der sich fast sein ganzes Leben lang mit Plasmaphysik beschäftigt hat, gab den Prüflingen einen tiefen Einblick in sein Wissen und sein Denken. Ausgehend von der heutigen Situation, in der wir uns im Zeichen der notwendigen und richtigen Energiewende auf ganz neue energietechnische, energiepolitische und energiewirtschaftliche Verhältnisse einstellen müssen, sei die Frage, ob wir in den nächsten Jahren und Jahrzehnten genügend Energie gewinnen werden und welche Energiequellen das sein werden, aus denen wir unsere Energie gewinnen, weniger dringend und drängend, als die Frage, *welche* Energie auf Dauer der Menschheit denn überhaupt zur Verfügung stehen werde.

Alle bisher genutzten Energielieferanten, die Wagner einzeln und explizit mit jeweils energiewirtschaftlicher, technischer und politischer Sichtweise beurteilte

und quantifizierte, seien unterm Strich und im Großen und Ganzen doch nur Lückenstopfer und weit davon entfernt, unseren Energiebedarf zufriedenstellend sicher zu decken. Das gelte sowohl für die fossilen und atomaren als auch für die erneuerbaren Energien. Einzig die Fusionsenergie könne einen Ausweg weisen, die Energie also, die bei dem kontrollierten Ablauf jener Prozesse auf der Erde gewonnen werden könnten, die die Sonne und die anderen Sterne im Universum mit Energie versorgen. In der Sonne verschmelzen vier Wasserstoffkerne zu Helium, sie verbrenne pro Sekunde 600 Millionen Tonnen Wasserstoff und bilde daraus 596 Millionen Tonnen Helium. Die Massendifferenz von vier Millionen Tonnen wird, erklärte Wagner, nach Albert Einsteins bekannter Formel der Äquivalenz von Masse  $m$  und Energie  $E$ , in Energie umgewandelt. Die Vorteile der Fusionsenergie seien, so meinte Wagner, so evident, dass wir es uns nicht leisten könnten, diese technische Option zu negieren. Sie würden mit den Brennstoffen der Fusionstechnik begründet: Deuterium, das dem Wasser entnommen werde, und Lithium, das in der Erdkruste vorkomme. Beide lägen in großen Mengen vor, sodass die Fusion als eine unerschöpfliche Energiequelle betrachtet werden könne. Beide Brennstoffe seien außerdem gleichmäßig über die Erde verteilt, sodass es keine Lieferkartelle geben könne. Außerdem produziere die Fusion keine klimarelevanten Abgase, sei sicher und erlaube keine unkontrollierten Leistungsexkursionen.

## **Bis die Fusionsenergie zur Verfügung steht muß noch lange geforscht werden**

Die Nachteile der Fusion seien indes die Verwendung von Tritium als radioaktives Zwischenprodukt. Es werde allerdings im Kraftwerk selbst produziert und müsse deswegen nicht



Den Festvortrag der diesjährigen Arbeitstagung hielt der frühere Direktor am Max-Planck-Institut für Plasmaphysik (München/Greifswald), Prof. Dr. rer. nat. Friedrich Wagner, über die Optionen für eine zukünftige Energieversorgung. Wagner, der sich fast sein ganzes Leben lang mit Plasmaphysik beschäftigt hat, gab den Prüflingen einen tiefen Einblick in sein Wissen und sein Denken.

von außen ans Kraftwerk herantransportiert werden. Der andere Nachteil sei die Aktivierung von Strukturmaterialien. Die Fusion habe also auch ein Abfallproblem, das aber ganz anders zu sehen sei als das der Kernspaltung. Bei der Spaltung werden als Nebenprodukte Materialien frei, die mit Halbwertszeiten von Zehntausenden von Jahren erhebliche Probleme verursachen, der Müll der Fusion sei frei davon und klinge nach etwa einhundert Jahren ab. Die Lagerung bedürfe obendrein keiner aktiven Kühlung. Wagner gab ein verblüffendes Beispiel für die Nütz-

lichkeit der Fusionsenergie und das hohe Potenzial dieses Prozesses: Das Deuterium, das in drei Flaschen Wasser, und das Lithium, das in drei faustgroßen Steine verborgen seien, könnten, in einem Fusionskraftwerk verbrannt, ein Jahr lang eine vierköpfige Familie mit Strom versorgen.

Wagner räumte aber, bei aller Begeisterung für diese Technik, der er beinahe sein ganzes wissenschaftlich-forschendes Leben gewidmet hat, ein, dass „noch ein erheblicher Forschungsaufwand besteht“. Der aber werde jetzt all-

mählich – „es ist fünf vor zwölf“! – weltweit forciert. Als Beispiel nannte Wagner den Bau des ersten Fusionsreaktors in Frankreich (in Cadarache), der von Europa, Japan, Russland, den USA, China, Korea und Indien bezahlt werde. Dieser Reaktor – ITER genannt (Internationaler Thermonuklearer Experimentalreaktor) – soll 2019 in Betrieb gehen. Bis die Fusionsenergie zur Verfügung stehen werde, müssten aber noch, schätzt Wagner, fünfundzwanzig, vielleicht sogar auch noch fünfunddreißig Jahre weitergeforscht werden.

*Klaus Werwath*

## WSV-Fachliste Prüffingenieure: Ein Jahr Praxis

# Die Bundesvereinigung und das BMVBS ziehen eine positive Bilanz für ihre WSV-Fachliste

**Die Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik und das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) haben eine durchweg positive Bilanz für ihre „Fachliste Prüffingenieure“ gezogen, die zwecks Unterstützung der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) bei der Prüfung von Entwurfsteilen wasserbaulicher Maßnahmen erstellt und im Frühjahr 2010 bundesweit vom BMVBS eingeführt wurde.**

Die Liste dient der Qualitätssicherung und Vereinfachung der Vergabe von Aufträgen an Prüffingenieure und staatlich anerkannte Sachverständige. Derzeit haben sich rd. 200 Prüffingenieure in diese Liste eingetragen, die Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik appelliert aber trotzdem noch einmal an alle ihre Mitglieder, sich – eine entsprechende Qualifikation vorausgesetzt – in diese Liste eintragen zu lassen.

Ministerialrat Dipl.-Ing. Wolfgang Dörries, der Leiter des Referats WS 13 (Bautechnik, Verbawesen, Liegenschaften,

BAW) im Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) hat bei der jüngsten Arbeitstagung der Bundesvereinigung der Prüffingenieure vom 23. bis 24. September in Warnemünde bei Rostock über weitere Vorgänge berichtet, mit denen die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung ständig zu tun hat, nämlich über Prüf- und Genehmigungsverfahren, Bauüberwachung und Bauwerksinspektionen einschließlich deren Übertragung auf Dritte unter Berücksichtigung ihrer bauaufsichtlichen Eigenverantwortung gemäß Paragraph 48 des Bundeswasserstraßengesetzes (WaStrG).

Dörries stellte dabei auch die Perspektiven für die künftige Einschaltung von Consultants und Prüffingenieuren angesichts der aktuellen politischen Diskussion über die Modernisierung der WSV und die vom Haushalts- und Verkehrsausschuss des Deutschen Bundestages anerkannte Notwendigkeit einer Priorisierung des Bundeswasserstraßennetzes dar.

Sein Beitrag wird, wie alle anderen Referate der Arbeitstagungen der BVPI auch, in der Zeitschrift *Der Prüffingenieur* veröffentlicht, und zwar in der April-Ausgabe 2012.

Die BVPI führt übrigens derzeit eine Umfrage unter ihren Mitgliedern durch, um zu eruieren, welche Erfahrungen die Prüffingenieure selbst mit dieser Liste und den WSV-Aufträgen gemacht haben. Eine Auswertung liegt derzeit noch nicht vor.

# Die Initiative PraxisRegelnBau kann erste konkrete Ergebnisse nachweisen

## Eine Verbesserung der Eurocodes wird jetzt auch in anderen Staaten Europas angestrebt

Nachdem im Januar dieses Jahres von allen wichtigen Bau- und Ingenieurverbänden und -kammern die *Initiative PraxisRegelnBau* (PRB) gegründet worden war, an deren Arbeit die Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik maßgeblich und sachdienlich beteiligt ist, hat sich viel getan, wie in der Fachpresse und in anderen Medien verschiedentlich auch ausführlich zu lesen war. Auf Grundlage der bisherigen Informationen über die mit der PRB angestrebte Professionalisierung der Normungsarbeit (vgl. u.a. *Der Prüfingenieur* Nr. 38, April 2011) berichtet im folgenden Beitrag der Geschäftsführer der PRB, Dr.-Ing. Lars Meyer, über den aktuellen Arbeitsstand.

Der Lenkungsausschuss der PRB, neben dem Vorstand das zentrale Organ der Initiative, hat im Juni 2011 zu den vorgesehenen sechs Projektgruppen (Einwirkungen, Betonbau, Stahl-/Verbundbau, Holzbau, Mauerwerksbau, Geotechnik) erste personelle und inhaltliche Entscheidungen getroffen. Vorsitzender des Lenkungsausschusses ist der Prüfingenieur Dr.-Ing. Robert Hertle als Vertreter der Beratenden Ingenieure und der Prüfingenieure.

Für die jüngst begonnenen Arbeiten wurden innerhalb des Lenkungsausschusses einige „Leitplanken“ festgelegt, an denen sich die einzelnen Projektgruppen orientieren sollen. Zu den Zielen gehört es insbesondere, die Prinzipien auf Notwendigkeit zu überprüfen. Zudem soll durch Begrenzung auf eine einfache Anwendungsregel je Prinzip – statt bisher mehreren – der Umfang deutlich reduziert werden. Auch durch vollständiges Streichen von Formulierungen mit Lehrbuchwissen soll die Begrenzung der maximalen Seitenzahl auf ein Drittel der jetzigen Eurocodes gelingen. Beraten werden sollen Lösungen für ein vereinfachtes Konzept für Kombinationsregeln unter deutlicher Reduzierung der möglichen/nötigen Kombinatio-

nen. Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollen ebenso vereinfacht werden wie die Bemessung im Brandfall, bei der eine Reduzierung auf ein Nachweisverfahren, nämlich auf Tabellenwerte, angestrebt wird.

In der Projektgruppe 1, geleitet von Dr.-Ing. Frank Breinlinger, Prüfingenieur in Baden-Württemberg, sollen zudem zunächst gemeinsame Grundlagen für die Umsetzung des Teilsicherheitskonzepts in den verschiedenen Bauarten gelegt werden. Ziel ist dabei, von der derzeit vollständigen, jedoch sehr komplexen Darstellung zu einem vereinfachten Ansatz zu kommen, ohne die Möglichkeiten des Teilsicherheitskonzepts unnötig einzuschränken.

Ein immer wieder vorgetragener Vorschlag hierzu ist, die Kombinationsbeiwerte in einfachen Fällen alle auf „1“ zu setzen – lediglich für Wind und Schnee sollte der Kombinationsbeiwert auf „0,5“ gesetzt werden. Dies ist zwar auch jetzt schon möglich, offensichtlich ist aber die Darstellung noch nicht hinreichend deutlich, so dass Teile der Fachwelt diese Möglichkeit nur begrenzt anwenden. Ziel ist daher, ein „global verständliches Teilsicherheitskonzept“ zu beschreiben, jedoch nicht

– so der Beschluss des Lenkungsausschusses – eine Rückkehr zum globalen Sicherheitskonzept.

Unter Leitung von Dr.-Ing. Frank Fingerloos vom Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein (DBV) wurde der Projektgruppe 2 „Betonbau“ inzwischen die Aufgabe zur Verbesserung und Vereinfachung des Eurocodes 2 zugeordnet. In einem ersten, bereits vom Lenkungsausschuss bewilligten Zweijahresplan wurde für die Projektgruppe das Arbeitsprogramm festgelegt. Zunächst sollen die Schwächen des bisherigen EC2 sowie des Nationalen Anhangs herausgearbeitet werden. Dabei sollen in enger Abstimmung mit österreichischen Kollegen Vereinfachungen z. B. für die Querkraftbemessung entwickelt werden.

In der Projektgruppe wirken neben dem Leiter verschiedene erfahrene Prüfingenieure und Vertreter aus Ingenieurbüros sowie aus den technischen Büros von Bauunternehmen mit. Zudem wird der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) zum 1. Januar 2012 eine Ingenieurstelle schaffen, um die Projektgruppe zu unterstützen.

Ebenfalls bereits erste Aufgaben setzte die Projektgruppe 6 „Geotechnik“ um, die von Dr.-Ing. Bernd Schuppener von der Bundesanstalt für Wasserbau geleitet wird. Hier wurden bereits erste konkrete Vereinfachungen auf Basis einer Umfrage zur Umsetzung des EC7 beraten. Die zugrunde liegende Umfrage hatte innerhalb der verschiedenen CEN-Mitgliedsstaaten ergeben, dass einige Nachweise, bei denen verschiedene Alternativen zur Berechnung angegeben wurden, im Grunde in fast al-

len Ländern gleich umgesetzt wurden. Daneben sollen Vorschläge für eine Straffung der beiden Teile des EC 7 erarbeitet werden, die Redundanzen und Lehrbuchtexte beseitigen.

In Europa ist die Initiative PraxisRegelnBau (PRB) mit dem

Verlangen einer weiteren Verbesserung der Eurocodes nicht allein: So wurden in Frankreich, im Vereinigten Königreich, in Dänemark und in Österreich bereits vereinfachte bzw. stark gekürzte sowie kommentierte Fassungen der Eurocodes veröffentlicht – teilweise sogar von den nationalen Nor-

mungsinstituten selbst. Insofern kann die PRB mit einigem Optimismus in die Arbeiten starten, jedoch steht sie gleichzeitig vor der Herausforderung, ihre Vorschläge kontinuierlich und auf verschiedenen Wegen mit den nationalen und den europäischen Kollegen zu beraten.

Vom 28. Februar bis 3. März 2012 in München

## 8. Ausbildungsveranstaltung zum Sachkundigen Planer für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen

**Die Aufnahmekapazitäten sind begrenzt  
Bewerbungsschluss ist am 31. Januar 2012**

Der Arbeitskreis „Bauwerkserhaltung, -instandsetzung und -überwachung“ des Bauüberwachungsvereins (BÜV) hat, aufgrund der positiven Resonanz, die die bisherigen Veranstaltungen dieser Art hervorgerufen haben, bereits jetzt die Eckdaten für die 8. Ausbildungsveranstaltung „Zertifizierter Sachkundiger Planer für Schutz und Instandsetzung von Betonbauwerken“ festgelegt, die vom 28. Februar bis zum 3. März 2012 in München stattfinden wird, wiederum in Kooperation mit der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau und der DPÜ-Zertifizierstelle GmbH.

Neben zertifizierungswilligen Teilnehmern, die besondere Kriterien erfüllen müssen und vorrangig behandelt werden, sind auch solche Teilnehmer willkommen, die an der Ausbildung ohne Zertifizierung interessiert sind.

Weil die Aufnahmekapazitäten begrenzt sind, empfiehlt es sich, bereits jetzt die Bewerbungsunterlagen einzusenden. Dafür sind folgende Unterlagen beizufügen:

- ein formloser Antrag zur Teilnahme am Lehrgang,
- ein tabellarischer Lebenslauf mit Lichtbild und schulischem und beruflichem Werdegang,
- eine Kopie des Diploms, des Bachelor-, Master- oder gleichwertigen Abschlusses

einer ingenieur- oder naturwissenschaftlichen Fachrichtung oder des Studiums an einer Fachhochschule, einer Technischen Hochschule oder einer Universität,

- der Nachweis einer fünfjährigen Berufserfahrung auf dem Gebiet der Betoninstandsetzung in Form einer Objekt-Referenzliste (in chronologischer Reihenfolge) und mit Beschreibung der wichtigsten Eckdaten sowie der ausgeführten Arbeiten.

Die Kandidaten, die mit dieser Ausbildung eine Zertifizierung anstreben, müssen außerdem folgende Anforderungen nachweisen, können, die aber auch im Nachgang der Ausbildungsveranstaltung beibringen:

- fachliche Unabhängigkeitserklärung,
- polizeiliches Führungszeugnis,
- Nachweis der Mitgliedschaft im Bau-Überwachungsverein.

Die Bewerbung verpflichtet oder berechtigt noch nicht zur Teilnahme. Nach Auswertung der Bewerbungsmappe durch die Prüfungskommission erhält der Kandidat Nachricht, ob er prinzipiell zur Ausbildungsveranstaltung (und zur Zertifizierung) zugelassen wird. Es liegt dann im Ermessen des Antragstellers, sich offiziell zum Seminar anzumelden und teilzunehmen.

Die Bewerbungen sind zu richten an:

► Bau-Überwachungsverein BÜV  
Kurfürstenstraße 129  
10785 Berlin  
Fax: 030/3198914-29

Die Bewerbungen werden auch per E-Mail entgegengenommen:

► [info@buev-ev.de](mailto:info@buev-ev.de)

Für Rückfragen steht der BÜV auch telefonisch zur Verfügung:  
► Tel.: 030/3198914-20

## Ergebnisse des Forschungsprojekts „Praxistaugliche Bemessungsnormen“ wurden Anfang November vorgestellt

**Zwei Fachleute haben zwei Jahre lang den Weg zu anwendungsfreundlichen Normen gesucht**

**Die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (BVPI) und der Verband Beratender Ingenieure VBI haben Anfang November in Berlin die wichtigsten Ergebnisse des Forschungsprojekts vorgestellt, mit dem sie und das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) die „Entwicklung eines Leitfadens zur Erstellung anwendungsfreundlicher und praxistauglicher Bemessungsnormen“ in Auftrag gegeben und das sie auch gemeinsam finanziert haben.**

Zwei Jahre lang ist am Institut für Massivbau der TU Hamburg-Harburg sowie am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen an diesem Auftrag gearbeitet worden, der im Mai 2009 im Rahmen der BMVBS-Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ eingereicht und bewilligt worden war.

Begleitet und geleitet wurde das Forschungsprojekt von Dr.-Ing. Volker Cornelius (für den VBI), Dr.-Ing. Karl Morgen (für die BVPI), Univ. Prof. Dr. sc. techn. Viktor Sigrist (TUHH) und Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler (RWTH). Für die Klärung rechtlicher Fragen wurden die Experten von Rechtsanwalt Georg-Friedger Drewsen (Hamburg) unterstützt. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag auf dem Programm der sogenannten Tragwerksnormen (Eurocodes), das aus den Grundlagen- und Einwirkungsnormen sowie aus den Bemessungsnormen besteht. Ziel des Forschungsprojektes war die Definition der Randbedingungen für das Normenschaﬀen in Europa und Deutschland, die Entwicklung eines Konzepts für zukünftige Normen (technische Ebene) und die Erarbeitung eines Vorschlags für die Organisation des Normenschaﬀens (organisatorische Ebene).

Die Untersuchungsergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Normen sollen in verständlichen und knappen Texten die anerkannten Regeln der Technik wiedergeben. Daraus ergibt sich unter anderem die rechtlich begründete Forderung, dass an der Erstellung von Normen höchster Sachverstand und Vertreter aller interessierten Kreise der am Bau Beteiligten gleichberechtigt zu beteiligen sind. Die Verfahrensregeln des DIN bieten dafür auch in Zukunft die Basis.

- Durch die Eurocodes ist für die Tragwerksnormen eine solide und entwicklungsfähige Struktur vorgegeben. Die Erstellung anwendungsfreundlicher und praxistauglicher Normen bedingt eine Beschränkung auf Wesentliches, die Vereinheitlichung der Gliederung der einzelnen Normen, die konsistente Verwendung der Fachbegriffe, die konsequente und einheitliche Umsetzung wichtiger Grundsätze sowie die Definition eindeutiger Schnittstellen. Die Bemessungswerte der Einwirkungen und Widerstände sollen weiterhin auf Grundlage des bekannten semiprobabilistischen Konzepts mit Teilsicherheitsbeiwerten bestimmt werden. Die Kombinati-

onsregeln sind hingegen zu vereinfachen, und es könnte ein universeller Kombinationsbeiwert eingeführt werden.

- Für die Organisation des Normenschaﬀens soll auch in Zukunft das DIN zuständig sein. Die Vorbereitung, Begleitung und fachliche Vertretung von Normungsprojekten sind aber in ein professionelles Umfeld zu verlagern. Dazu gehört, dass die in den Ausschüssen tätigen Vertreter auf ein entsprechendes „Backoffice“ zurückgreifen können, in dem zum Beispiel Textvorschläge erarbeitet und Vergleichsrechnungen durchgeführt werden.

Da dies nicht mehr ehrenamtlich zu erledigen ist, müssen diese Arbeiten wie Ingenieuraufträge vergütet und terminiert werden.

Zur Gewährleistung einer kontinuierlichen Bearbeitung werden Modelle benötigt, bei denen sich das „Backoffice“ aus sowohl permanenten als auch freien Mitarbeitern zusammensetzt; Gruppengröße und fachliche Ausrichtung können so den jeweils aktuellen Fragen angepasst werden. Die Finanzierung soll mit jährlichen Beitragszahlungen der interessierten Kreise sichergestellt werden.

Die Abschlussveranstaltung mit der Bekanntmachung der konkreten Ergebnisse hat im Hause der Deutschen Bauindustrie stattgefunden. Gastgeber waren die Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik (BVPI) und der Verband Beratender Ingenieure VBI.

## Fortbildungsveranstaltung Sachkundige Planer für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken

**Am 2. Dezember in der Bundesanstalt für  
Materialforschung und -prüfung in Berlin**

Wie schon im vergangenen Jahr, so organisiert der Bau-Überwachungsverein (BÜV) auch in diesem Jahr wieder eine Fortbildungsveranstaltung „Sachkundiger Planer im Bereich Schutz und Instandsetzung von Betonbauwerken“, und zwar erneut in Kooperation mit der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), in deren Räumen in Berlin die Veranstaltung am 2. Dezember 2011 auch durchgeführt wird.

Nach dem bisher bewährten didaktischen und organisatorischen Aufbau dieser Lehrgänge wird auch dieser in einen theoretischen und in einen praktischen Teil gegliedert sein. Themen des theoretischen Teils sind:

- Innovative Prüfverfahren und -methoden für die Charakterisierung frost- und AKR-induzierter Schädigungsprozesse in Betonen,
- die Sanierungsplanung am Beispiel eines Schwimmbades,
- Fassadenbegutachtung am Kollhoff-Hochhaus am Potsdamer Platz in Berlin,

- neue Entwicklungen in der Normung für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken.

Im praktischen Teil wird im Rotationsverfahren besichtigt und erläutert zu:

- Betonlabor/Betoninstandsetzungslabor,
- Korrosion im Bauwesen,
- AKR- und frostinduzierte Schädigungsprozesse (mit Vorführung neuartiger innovativer Prüftechniken und Prüfmethode),
- mechanische Kleinprüfstände (Druckversuch mit simultaner

Verfolgung des Schädigungsprozesses etc.),

- Großprüfstände,
- Brandprüfstände (Besichtigung unter anderem eines Stützenprüfstandes und eines Deckenprüfstandes bei der BAM).

Neben Sachkundigen Planern sind auch jene Ingenieure eingeladen, die sich in der täglichen Arbeit mit dem Schutz und der Instandsetzung von Betonbauwerken befassen.

Anmeldeschlusstermin ist Freitag, der 18. November 2011.

Interessenten wenden sich bitte an den  
Bau-Überwachungsverein BÜV  
Kurfürstenstr. 129  
10785 Berlin  
Tel.: 030/3198914-20  
Fax: 030/3198914-29  
info@buev-ev.de

## Erfolgreiche 7. Fachtagung Konstruktiver Ingenieurbau

Die Vereinigung der Sachverständigen und Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) und der Verband Deutscher Eisenbahn-Ingenieure (VDEI) haben am 13. Oktober eine ihrer renommierten Fachtagungen „Konstruktiver Ingenieurbau“ durchgeführt. Es war die 7. ihrer Art und stand in diesem Jahr unter dem Leitthema „Bewertung und Sanierung von Bauwerken“.

Sie ist in enger, vertrauensvoller und konstruktiver Kooperation zwischen dem VDEI, der TU-Berlin und der vpi-EBA konzipiert und durchgeführt worden. Und wie jedes Jahr haben auch dieses Mal namhafte Vertreter der Hochschulen, der Deutschen Bahn AG sowie der Ingenieurbüros referiert und mit ihren Themen und Inhalten den qualitativ hohen Standard dieser Veranstaltung und ihren hervorragen

den Bekanntheitsgrad widerspiegelt und betont. Die Ingenieure und Prüfengeure, die an dieser eintägigen, sehr anspruchsvollen Fortbildungsveranstaltung teilgenommen haben, kamen aus allen Teilen des Bundesgebiets. Aufgrund der mehr als positiven Resonanz soll die Kooperation zwischen VDEI, TU Berlin und vpi-EBA auch im nächsten Jahr fortgesetzt werden.

## Dipl.-Ing. Markus Köppel wurde zum neuen Leiter des Referats 21 beim Eisenbahn-Bundesamt ernannt

### Die EBA-anerkannten Prüfer und Gutachter haben einen neuen Ansprechpartner

Seit dem 1. August 2011 ist Dipl.-Ing. Markus Köppel Leiter des Referates 21 beim Eisenbahn-Bundesamt (EBA). Er hat die Nachfolge von Dipl.-Ing. Peter Schollmeier angetreten, der einige Jahre die Geschicke dieses Referats bestimmt hat. Mit dem Wunsch, die bisherige fruchtbare Zusammenarbeit mit dem EBA unverändert fortzuführen, hat der Vorstand der Vereinigung der Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) kürzlich ein erstes Gespräch mit Köppel führen können, in dessen Verlauf der Weg der bisherigen beiderseitigen Kooperation gefestigt und gesichert wurde.

Vertraut gemacht wurde Köppel mit den verbandlichen Strukturen der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI), der Vereinigung der Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (vpi-EBA) und der Bewertungs- und Verrechnungsstelle der Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau (bvs-EBA).

Köppel nahm das Treffen zum Anlass, um die Themen zu benennen und inhaltlich zu erläutern, die in naher Zukunft für beide Partner von Bedeutung sein werden. So werde unter anderem ein bilateraler Diskussionsbedarf für die Eisenbahn-Baudurchführungsverordnung (EBDV), die Anpassung der Bundeseisenbahngebührenverordnung (BEGebV) sowie für gemeinsame Fortbildungsveranstaltungen gesehen. Das erste Projekt stellt indes die 14. EBA-Sachverständigentagung am 14. und 15. Februar nächsten Jahres in Fulda dar, deren Vortragsthemen und Referenten eng miteinander abgestimmt werden sollen.

Köppel hatte seit 2008 die Außenstelle Halle/Saale des Eisenbahn-Bundesamtes (EBA) geleitet und verantwortet im Referat 21

nun den Bereich des EBA, der sich vor allem mit der Bau- und Eisenbahnaufsicht und mit der Zulassung von Ingenieurbau-, Oberbau- und Hochbauanlagen (IOH) der Eisenbahnen des Bundes befasst. Das Referat 21 koordiniert fachlich die Sachbereiche 2 der Außenstellen sowie auch die Landeseisenbahnaufsicht (LEA) über die nicht-bundeseigenen Eisenbahnen soweit die Bundesländer das EBA mit der Wahrnehmung dieser Aufgaben betraut haben.

Begonnen hatte Köppel seine berufliche Laufbahn 1999 im EBA nach Abschluss seines Bauingenieurstudiums an der Bauhaus Universität in Weimar (Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau) als Referent für Grundsatzangelegenheiten im Referat 21 in Bonn. Die Mitwirkung an der Entwicklung der Eisenbahnspezifischen Liste der Technischen Baubestimmungen (ELTB) und an den Eisenbahnspezifischen Bauregellisten (EBRL) auf Grundlage der entsprechenden Länderregelungen sowie die Begleitung der Umstellung der bautechnischen Bestimmungen für den Eisenbahnbrückenbau auf Europäische Regelungen in Zusammenarbeit mit der Straßenbauverwaltung lagen in seinem besonderen Interesse.

2004 übernahm Köppel die Leitung des Systembereichs Infrastruktur der Benannten Stelle Interoperabilität Bahnsysteme – EISENBAHN-CERT (EBC). Neben dem Aufbau des Systembereichs Infrastruktur setzte er die EG-Konformitätsbewertungsverfahren des Teilsystems Infrastruktur nach der Richtlinie 96/48/EG und der zugehörigen Technischen Spezifikationen (TSI) bei EBC um. Die Durchführung der EG-Prüfverfahren für die ABS Hamburg-Berlin, die ABS Berlin-Halle/Leipzig, die NBS Nürnberg-Ingolstadt sowie des Neu- und Ausbaus des Eisenbahnknotens Berlin und einiger Interoperabilitätskomponenten fielen in diese Zeit. Mit der Außenstellen- und Sachbereichsleitung 2 der für das Bundesland Sachsen-Anhalt zuständigen Außenstelle Halle begleitete Köppel den Übergang der Liegenschaftsverwaltung der EBA-Außenstelle auf die Bundesanstalt für Immobilienaufgaben. Fachliche Schwerpunkte lagen u.a. auf der Umstellung des Bauaufsichtsverfahrens für die Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle, auf der Umstellung zur prozessorientierten Eisenbahnaufsicht sowie auf dem Abschluss eines neuen Verwaltungsabkommens mit dem Bundesland Sachsen-Anhalt für die Aufgabenwahrnehmung der Landeseisenbahnaufsicht.

Die Umsetzung der Europäischen Vorgaben mit Anpassung der nationalen Genehmigungs- und Aufsichtsverfahren werden im Rahmen der zur Verfügung stehenden Ressourcen weiterhin eine der Schwerpunktaufgaben des Referates 21 sein.



Arbeitstagung der Landesvereinigung Baden-Württemberg

## Gedankenaustausch der Prüflingenieure mit den Baurechtsbehörden über die Eurocodes

### Vortrag über Schnee- und Windlasten auf Dächern mit Photovoltaikanlagen

Alle zwei Jahre treffen sich die Prüflingenieure von Baden-Württemberg und interessierte Gäste aus anderen Bundesländern mit Vertretern der unteren Baurechtsbehörden und des zuständigen Landesministeriums zu einem fachlichen Gedankenaustausch. Dieses Jahr fand dieser Anfang November in Leonberg statt, und er hatte das Ziel, sich auf eine gemeinsame Linie für die Bewertung kritischer oder unklarer Randbedingungen zu einigen, mit denen sich die Prüflingenieure im Zuge der kommenden Eurocodes beschäftigen müssen.

Neben der Beantwortung von vorab an das Ministerium gestellten technischen und baurechtlichen Fragen waren Impulsvorträge

ein Schwerpunkt dieser gemeinsamen Tagung, bei der auch viele Auslegungsfragen behandelt und diskutiert werden konnten.

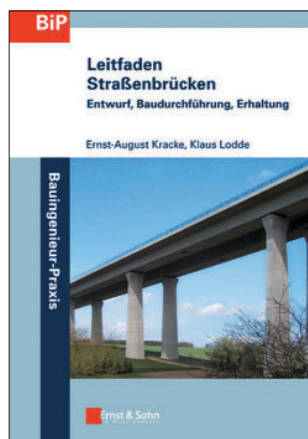
Außerdem stand ein Vortrag über Schnee- und Windlasten auf Dächern mit Photovoltaikanlagen auf dem Programm.

Referentin war Dipl.-Ing. Vera Häusler, die beim Deutschen Institut für Bautechnik in der Abteilung für den Konstruktiven Ingenieurbau das Referat für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau leitet. Sie hat den aktuellen Stand referiert, Hinweise gegeben und Lösungsansätze erläutert.

## Kompletter Leitfaden für Entwurf, Bau und Erhaltung von Straßenbrücken

Ein Leitfaden für den Bau von Straßenbrücken, der einen vollständigen Überblick über die komplexen Regelwerke enthält, die für den Entwurf, die Baudurchführung und die Erhaltung von Straßenbrücken zu beachten sind, ist im Verlag Ernst & Sohn (Berlin) erschienen.

Er wendet sich an die Straßenverwaltungen und an Ingenieurbüros, Prüflingenieure und Baufirmen und stellt die konstruktiven Forderungen der verschiedenen Vorschriften des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), wie Richtlinien, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen (ZTV) usw., nach Bauteilen geordnet dar. Dadurch ermöglicht das Buch ein rasches Nachschlagen bauteilspezifischer Bestimmungen.



Die Autoren sind die Diplom-Ingenieure Ernst-August Kracke und Klaus Lodde. Kracke war nach fünf Jahren Tätigkeit im Konstruktionsbüro von Dyckerhoff & Widmann dreißig Jahre lang stellvertretender Dezernent für den Brückentwurf in der Niedersächsischen Landesbehörde für Straßenbau, Hannover. Hier übte er auch eine Lehrtätigkeit über Brückentwurf für Inspektoren und Referendare der Landesbehörde aus.

Lodde war acht Jahre Bauleiter bei Philip Holzmann und 27 Jahre lang stellvertretender Dezernent für Bauausführung und Vergabe in der Niedersächsischen Landesbehörde für Straßenbau in Hannover. Beide Autoren haben in verschiedenen Arbeitskreisen auf Bundes- und Länderebene an zahlreichen technischen Regelwerken mitgearbeitet.

Ihre praktischen Erfahrungen mit ausgeführten Bauwerken weiterzugeben und ihre präzise Kenntnis der allgegenwärtigen Wissenslücken in der Praxis waren den Autoren Anlass, dieses sehr praxisorientierte Werk zu verfassen.

► (422 Seiten, 459 Abbildungen, 47 Tabellen, ISBN: 978-3-433-02957-2; 55 Euro)

► [www.ernst-und-sohn.de](http://www.ernst-und-sohn.de)

## Friedrich Mehl mit dem Ehrenpreis des Feuertrutz-Verlages ausgezeichnet

**Er sieht den Brandschutz stets als Gesamtsystem und nicht als Sammlung vieler Einzelregeln an**

**Der langjährige Leiter der sächsischen Landesstelle für Bautechnik in Leipzig und Mitglied der Projektgruppe Brandschutz der Bauministerkonferenz ARGEbau, Dr.-Ing. Friedrich Mehl, ist mit dem Ehrenpreis 2011 der neuen Auszeichnung „Brandschutz des Jahres“ geehrt worden, den der Feuertrutz-Verlag (Köln) als einer der führenden Verlage für Brandschutz-Fachmedien in Deutschland dieses Jahr zum ersten Mal verliehen hat. Mehl habe, so heißt es in der Laudatio, den Brandschutz in Deutschland nachhaltig geprägt.**

Dr. Friedrich Mehl gehört zu den wenigen Ingenieuren, die von den stringenten Einzelschriften zur individuellen ingenieurmäßigen Planung des Brandschutzes kommen wollen, die den Brandschutz also als ein Gesamtsystem propagieren, von der Entwicklung gesetzlicher und normativer Vorgaben über die Interpretation bauordnungsrechtlicher Begriffe und Verfahren bis hin zum Prinzip der risikoorientierten Bewertung.

Mehl hat deshalb diesen Preis wie kaum ein anderer verdient. Sein Lebenswerk ist vom Brandschutz gezeichnet, und gleichermaßen wurde der Brandschutz in Deutschland in den letzten vierzig Jahren von ihm geprägt und beeinflusst. Seine Qualitäten als „Vollblutingenieur“ sind mit feinem juristischem Gespür verknüpft, sodass er zwanzig Jahre lang für die Staatliche Bauaufsicht der DDR und nach der Wende nochmals zwanzig Jahre lang für die Obere Bauaufsichtsbehörde im Sächsischen Landesprüfamt in Dresden tätig sein konnte. Im August 1990 wurde Mehl Mitautor der ersten Bauordnung für die neuen Bundesländer, die am 3. Oktober 1990 in Kraft trat.

Mehl promovierte 1973 über die analytische Bestim-

mung der Biegesteifigkeit von Stahltragwerken im Brandfall zum Doktor-Ingenieur. Sein Doktorvater war Prof. Steiger, der Gründungsrektor der Hochschule für Bauwesen Leipzig. 1976 wurde Mehl Prüfingenieur für Funktionssicherheit. Prüfungsaufgaben waren Brandschutz, Wärmeschutz, Schallschutz. Der Prüfingenieur für Funktionssicherheit der DDR hatte viel Ähnlichkeit mit dem heutigen Prüfingenieur für Brandschutz, der bekanntermaßen das Pendant zum Prüfingenieur für Baustatik ist. Mehl war sozusagen



*In allen fachlichen Auseinandersetzungen souverän und sachlich: Dr.-Ing. Friedrich Mehl*

sein Geburtshelfer und später dann lange Jahre Vorsitzender des gemeinsamen Prüfungsausschusses der Länder, dem heute acht Bundesländer angehören. Er hat bis zu seinem Ruhestand fast fünfzig Prüfingenieure für Brandschutz ins Prüferleben entlassen.

1990 wurde Mehl Referent der Landesstelle für Bautechnik in Leipzig und blieb ihr in den nächsten zwanzig Jahre treu, bis er im Herbst 2010, inzwischen war er zum Leiter der Landesstelle avanciert, deren Führung an seinen Nachfolger, Dr. Hans-Alexander Biegholdt, übergab.

Mehls Fachveröffentlichungen gehören zur Standardliteratur. Er hat in vielen wissenschaftlichen Zeitschriften umfangreich publiziert, zum Beispiel für die Vereinigung zur Förderung des Deutschen Brandschutzes (vfdB), für den Beuth-Verlag oder für den Verlag Ernst & Sohn.

In der Lehre vermittelt Mehl stets das Verständnis für das Gesamtsystem. Er scheut keine fachlichen Auseinandersetzungen, erläutert, argumentiert, lehrt geduldig und zuweilen auch ungeduldig, bleibt aber bei allem souverän und sachlich.

Eine besondere Aufgabe sah und sieht er in seiner Mitarbeit in der Projektgruppe Brandschutz, die ein Teil der Fachkommission Bauaufsicht der Bauministerkonferenz ist.

*Sylvia Heilman*

Der Feuertrutz Verlag zeichnet mit dem neuen Preis beispielhafte Leistungen im

vorbeugenden Brandschutz aus, und zwar in den Kategorien „Brandschutzkonzept“, „Produkt Baulicher Brandschutz“ und „Ehrenpreis“.

Gewinner in der Kategorie Brandschutzkonzept ist die Umgestaltung der EVAG Passarelle des Essener Hauptbahnhofs der Brandschutzconsult Spitthöver (Essen). Die Jury lobte die vor-

bildliche Umsetzung des Brandschutzkonzeptes bei komplexen Nutzungsanforderungen und mit komplizierten Geometrien unter der besonderen Schwierigkeit der Sanierung im laufenden Betrieb.

In der Kategorie „Baulicher Brandschutz“ gewann das Produkt „Hidden Shield“ der Stöbich Brandschutz GmbH (38644 Goslar). Nach Ansicht der Jury deckt

der neuartige Feuerschutzabschluss ohne Führungsschiene eine wesentliche Lücke der Brandschutzplanung ab.

Auch im kommenden Jahr wird der Feuertrutz Verlag einen innovativen Brandschutz suchen und auszeichnen.

Bewerbungsschluss ist der 31. Dezember 2011.

**Referenten waren hochkarätige Wissenschaftler und Praktiker**

## 20. Bautechnisches Seminar in NRW wieder erfolgreich

**Themen: DIN 18800-5/EC4, DIN 1090, Glasbau und Glasanwendung, Renaturierung der Emscher**

**Anfang November 2011 fand in Ratingen wieder ein „Bautechnische Seminar NRW“ statt, das die Landesvereinigungen der Prüfengeure für Baustatik und des Verbandes Beratender Ingenieure VBI in Kooperation mit dem Ministerium für Wirtschaft, Energie, Bauen, Wohnen und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen (MWEBWV NRW) und der Ingenieurkammer-Bau NRW jedes Jahr veranstalten.**

Das diesjährige Seminar – es ist nun schon das 20. – beschäftigte sich vormittags mit den Änderungen in der DIN 18800-5 im Vergleich zum EC4 (Verbundkonstruktionen). Die daran anschließende Vorstellung ausgeführter Verbundkonstruktionen vermittelte eine Übersicht über die Möglichkeiten der Anwendung dieser Bauart. Eine Erläuterung der neuen Regeln für die Herstellung von Stahltragwerken (DIN 1090) schloss die Mitteilungen über Teilaspekte des Stahlbaus ab. Nachmittags wurde Europas größtes Abwasserprojekt vorgestellt, die Renaturierung der Emscher. Danach ging es um Glas im Konstruktiven Ingenieurbau sowie um die Glasanwendung nach der BauO NW (DIN 18008).

Das Seminar schloss (wie üblich) mit „Hinweisen der Obersten Bauaufsicht“ ab. Als Referenten konnten wieder hochkarätige

Wissenschaftler und fachlich ausgewiesene Praktiker sowie Mitarbeiter der Obersten Bauaufsicht gewonnen werden. Auch diesmal konnten die Ingenieure des Konstruktiven Ingenieurbaus und der Unteren Bauaufsichtsbehörden nach Einschätzung der Veranstalter äußerst interessante Vorträge hören.

► [www.vpi-nrw.de](http://www.vpi-nrw.de)

## BVPI-Arbeitstagung 2012 vom 13. bis 15. September in Dresden

Die Arbeitstagung 2012 der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik wird vom 13. bis 15. September 2012 in Dresden stattfinden. Bereits jetzt wird seitens der sächsischen Landesvereinigung mit Hochdruck an den Vorbereitungen gearbeitet, um allen Teilnehmern eine besonders intensive und erlebnisreiche Zeit in Dresden zu bieten. Gleichzeitig planen das Präsidium und die Geschäftsstelle ein gewohnt attraktives Fachprogramm mit zahlreichen Vorträgen über aktuelle berufspolitische und bautechnische Themen. Am 13. September 2012, wird die satzungsgemäße jährliche Mitgliederversammlung der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik stattfinden.

Diskussion über die Eurocodes

## Ingenieurforum in Sachsen-Anhalt stellte Anforderungen an Tragwerke dar

Ende September hatten die Landesvereinigung der Prüflingenieur für Bautechnik in Sachsen-Anhalt (vpi Sachsen-Anhalt) und die Ingenieurkammer Sachsen-Anhalt zu ihrem beiderseitig traditionellen Ingenieurforum Tragwerksplanung an die Martin-Luther-Universität in Halle (Saale) eingeladen. Wichtige Schwerpunkte des diesjährigen Forums der in der Tragwerksplanung tätigen Ingenieure waren die ingenieurtechnische Planung von Tragwerken und als aktuelles Thema die Anforderungen der Eurocodes. die Vorträ-

ge und Referate erstreckten sich über den ganzen Tag und veranlassten rund 140 Prüflingenieur und Beratende Ingenieure sowie viele Ingenieure aus der Bauwirtschaft und aus der Bauverwaltung des Landes und darüber hinaus, nach Halle zu fahren und sich die Vorträge anzuhören.

Am Vormittag standen Regeln für den konstruktiven Glasbau (DIN 18008) und Planungsgrundlagen für wasserundurchlässige Bauwerke auf dem Programm. Am Nachmittag haben die

Veranstalter über den Stand der Einführung der Eurocodes im Stahl- und Verbundbau sowie für Stahlbeton- und Spannbetontragwerke informiert und mit den Ingenieuren diskutiert.

Mit dem Ingenieurforum wollen die Veranstalter aktuelle Themen der Tragwerksplanung aufgreifen und zur Diskussion stellen. Zugleich soll der hohe Anspruch an die Fachkompetenz der in der Tragwerksplanung tätigen Ingenieure und Prüflingenieur ins Blickfeld gerückt werden.

## BÜV legt novellierte Fassung seiner Empfehlungen für tragende Kunststoffbauteile vor

**Der Arbeitskreis „Tragende Kunststoffbauteile“ des Bauüberwachungsvereins (BÜV) hat die 2002 veröffentlichte Fassung seiner Empfehlungen für Entwurf, Bemessung und Konstruktion von tragenden Kunststoffbauteilen des Hoch- und Ingenieurbaus, die ganz oder teilweise aus Duroplasten oder Thermoplasten bestehen, in aktualisierter Version herausgegeben. Sie sollen eine sinnvolle Klammerung vorhandener Normen auf diesem Gebiet bewirken.**

Der BÜV-Arbeitskreis setzt sich aus Beratenden Ingenieuren, Prüflingenieuren und Hochschul Lehrern zusammen, die Erfahrung mit dem Bemessen, Konstruieren und Prüfen von tragenden Kunststoffbauteilen haben.

Ziel der Arbeit des Ausschusses war es, eine für alle Anwendungen tragender Kunststoffbauteile zusammenfassende Abhandlung im Sinne einer Vereinheitlichung zu entwickeln, die das semiprobabilistische Bemessungskonzept berücksichtigt und dem

Konstrukteur mögliche Planungshinweise gibt.

Es war nicht das Ziel des Ausschusses, eine neue Norm zu entwickeln, sondern vielmehr, eine sinnvolle Klammerung der bereits vorhandenen Normen. Wenn jedoch mit den Empfehlungen eine Vorlage für mögliche Vereinheitlichungen und Normungsbestrebungen geschaffen worden sein sollte, dann, so die einhellige Meinung im Ausschuss, würde dies ausdrücklich begrüßt werden, weil tragende Kunststoffbauteile, verstärkt

und unverstärkt, zu einem üblichen, auf Basis von Normen berechenbaren Baustoff werden sollten.

Aktuelle Beispielrechnungen zu den Empfehlungen sind derzeit in Arbeit. Hierbei handelt es sich um:

- Profilerter Einfeldträger aus glasfaserverstärktem Laminat,
- Zylinderwand eines Behälters mit Kegeldach und Bodenplatte,
- dreischichtige Zweifeld-Sandwichplatte,
- Deckenplatten aus PMMA,
- Sickerwasserschicht aus PE-HD,
- GFK-Trapezprofil,
- pultrudiertes Profil.

► [www.buev-ev.de](http://www.buev-ev.de) ► Downloads und News

# Eurocode-Brandszenarien in Brandschutzkonzepten und deren Prüfung

**Die maßgeblichen Brandszenarien ganzheitlicher Brandschutzkonzepte sind mit dem Prüfer abzustimmen.**

**Im vorliegenden Beitrag wird die Bedeutung der Brandszenarien nach Eurocode im Rahmen von Brandschutzkonzepten und deren Prüfung beleuchtet. Die Naturbrandverfahren der Eurocodes ermöglichen eine individuelle Wahl des Brandszenarios und Bemessungsbrandes im Rahmen einer leistungsorientierten Brandschutzbemessung. Die im Nationalen Anhang zu Eurocode 1 Teil 1-2 zugelassenen Naturbrandmodelle werden vorgestellt und deren Anwendungsbereich und -grenzen beschrieben. Zur Gewährleistung des bauaufsichtlich akzeptierten Sicherheitsniveaus sind die maßgeblichen Brandszenarien im Kontext eines ganzheitlichen Brandschutzkonzeptes zu identifizieren und nach dem Vieraugenprinzip mit dem Prüfer abzustimmen. Die im Nationalen Anhang zu Eurocode 1 Teil 1-2 zugelassenen Naturbrandmodelle liefern, eingebettet in ein Sicherheitskonzept, zuverlässige Ergebnisse.**

**Dr.-Ing. Jochen Zehfuß**



*studierte das Bauingenieurwesen (Stahlbau, Massivbau, Brand- und Katastrophenschutz) an der TU Braunschweig und promovierte dort auch über die Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchungen; war danach mehrere*

*Jahre lang freier Mitarbeiter im Prüfüngenieurbüro Prof. Dr.-Ing. D. Hosser in Braunschweig und einige Jahre wissenschaftlicher Mitarbeiter und Assistent an dessen Institut an der TU Braunschweig; seit 2008 leitet er die Hamburger Niederlassung der hhp-berlin Ingenieure für Brandschutz GmbH*

## 1 Einführung

Nach der für 2012 zu erwartenden Aufnahme der Brandschutzteile der Eurocodes in die Liste der Technischen Baubestimmungen der Bundesländer und der Zulassung des Naturbrandverfahrens können Tragwerke von Gebäuden leistungsorientiert für individuelle Brandszenarien bemessen werden. Damit das bauaufsichtlich akzeptierte Sicherheitsmaß nicht unterschritten wird, müssen für die brandschutztechnische Bemessung aus der Vielzahl der denkbaren Brandszenarien die maßgeblichen Brandszenarien ausgewählt und auf deren Grundlage der oder die maßgebenden Bemessungsbrände definiert werden.

Der Verlauf eines Brandes ist von einer Vielzahl von Faktoren wie z. B. der Lage des Brandortes, der Geometrie des Brandraumes und seiner baulichen Beschaffenheit, der Ventilationsverhältnisse und der Art und Menge der brennbaren Stoffe abhängig. Die Grundlagen für die Definition des Bemessungsbrandes werden in Eurocode 1 Teil 1-2 [1] und im zugehörigen Nationalen Anhang [2] festgelegt. Die Festlegung des maßgeblichen Brandszenarios und die Ableitung des Bemessungsbrandes ist somit keine triviale Aufgabe, sondern erfordert eine sorgfältige Betrachtung und Kenntnisse im Brandschutz. Die maßgeblichen Brandszenarien und Bemessungsbrände können daher nur im Kontext eines ganzheitlichen Brandschutzkonzeptes erarbeitet werden, indem die gesamte vorhandene Brandschutzinfrastruktur (abwehrende, bauliche, anlagentechnische und organisatorische Brandschutzmaßnahmen), die Nutzung und die Gebäudegeometrie betrachtet werden. Hierbei spielt auch die Frage der Brandausbreitung eine Rolle. Bleibt der Brand auf den Brandraum beschränkt, breitet er sich in der gesamten Nutzungseinheit oder im gesamten Brandabschnitt, ggf. auch in vertikaler Richtung aus?

Selbstverständlich muss die Festlegung der Brandszenarien und Bemessungsbrände dem Vieraugenprinzip unterliegen, da die durch sie abgeleiteten

Temperatureinwirkungen für die Bauteile in Abhängigkeit von den Brandszenarien sehr stark variieren können. Es empfiehlt sich daher schon vor Beginn der Bemessung eine enge Abstimmung zwischen dem Aufsteller der Berechnung bzw. des Brandschutzkonzeptes sowie der prüfenden Instanz, ggf. auch unter Einbeziehung der Feuerwehr.

Hinsichtlich der Festlegung der maßgeblichen Brandszenarien und Bemessungsbrände werden dem Aufsteller und dem Prüfer im Nationalen Anhang des Eurocodes 1 Teil 1-2 [2], im vfdB-Leitfaden [3], im Forschungsbericht [4] sowie in dem in Kürze erscheinenden Beuth-Kommentar zu den Brandschutz-Eurocodeteilen [6] Hilfen zur Verfügung gestellt. Im vorliegenden Beitrag soll ein Überblick über die Möglichkeiten und Anwendungsgrenzen der in [1] und [2] festgelegten Verfahren zur Bestimmung von Brandszenarien für die Brandschutzbemessung von Tragwerken gegeben werden.

## 2 Baurechtliche Grundlagen

### 2.1 Allgemeines

Die Bauordnungen der Bundesländer geben die für alle Bauaufgaben geltenden Schutzziele vor, deren Erfüllung für Bauwerke bzw. bauliche Anlagen oberste Priorität haben muss. In den „Allgemeinen Anforderungen“, die in § 3 der Musterbauordnung von 2002 formuliert sind, werden die allgemeinen Schutzziele benannt:

*Anlagen sind so zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht gefährdet werden.*

Aus diesen allgemeinen Anforderungen lassen sich weitere detailliertere Schutzzieleforderungen für die Auslegung eines Gebäudes für den Brandfall ableiten, die in der Musterbauordnung und in den Bauordnungen der Länder vorgegeben sind:

- die Vorbeugung der Entstehung eines Brandes,
- der Ausbreitung von Feuer und Rauch,
- die Ermöglichung der Rettung von Menschen und Tieren oder
- die Forderung nach der Standsicherheit eines Bauwerks.

Die Erfüllung der bauaufsichtlich vorgegebenen Schutzziele ist für jedes zu planende bzw. zu errichtende Gebäude zwingend erforderlich.

### 2.2 Standardnachweis nach präskriptiver Methode

Die in den Bauordnungen verankerten Schutzziele gelten als erfüllt, wenn bei der Auslegung eines Bauwerks für den Lastfall Brand die Vorschriften in den einschlägigen Sonderbauverordnungen, Normen und Richtlinien befolgt werden, in denen konkrete materielle Anforderungen, z. B. bezüglich der Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen, geregelt werden. Die Brandschutzbemessung von Tragwerken durch Umsetzung der materiellen Anforderungen der Regelwerke wird präskriptiv bezeichnet.

Die vergleichsweise stringenten materiellen Anforderungen der Bauordnungen an tragende Bauteile, die mit steigender Gebäudehöhe anwachsen, machen deutlich, dass die Standsicherheit des Tragwerks die wesentliche Voraussetzung für die Erfüllung der weiteren oben genannten Schutzziele ist. Weder die Vorbeugung der Brandausbreitung noch die Personensicherheit oder die Ermöglichung von Löschmaßnahmen sind zu gewährleisten, wenn die Standsicherheit der tragenden Bauteile im Brandfall nicht sichergestellt ist. Im umgekehrten Fall ist die Standsicherheit nicht unbedingt gefährdet, wenn andere Schutzziele nicht erfüllt werden. Wird zum Beispiel die Personensicherheit aufgrund mangelnder Entrauchungsmaßnahmen nicht gewährleistet, so ist hierdurch die Standsicherheit nicht beeinträchtigt.

Ein Versagen der Tragkonstruktion hat neben einer erheblichen Gefährdung der Personen im Gebäude sowie der Rettungskräfte in der Regel zusätzlich eine aufwendige Sanierung beziehungsweise Totalabriss nach dem Brand zur Folge, wodurch weitergehende Schutzinteressen (Sachschutz und Ähnliches) tangiert werden.

Aus vorgenannten Gründen resultieren die vergleichsweise hohen materiellen Anforderungen an tragende Bauteile in den Bauordnungen.

Die brandschutztechnische Bemessung von Bauteilen erfolgt in Deutschland bisher auf Grundlage der materiellen Anforderungen in den Bauordnungen beziehungsweise Sonderbauvorschriften sowie nach der Bemessungsnorm DIN 4102-4 in Verbindung mit DIN 4102-A1 und DIN 4102-22 durch Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse. Die Feuerwiderstandsklasse von Bauteilen wird auf Grundlage der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) nach DIN 4102 ermittelt. Die ETK beschreibt als umhüllende Kurve konservativ die zeitliche Entwicklung der auf die Bauteile einwirkenden Temperatur unter Standardbedingungen. Für Stahlbauteile sind in der Regel Bekleidungsmaßnahmen wie Putze, Brandschutzplatten oder dämmschichtbildende Anstriche erforder-

lich, um in die erforderliche Feuerwiderstandsklasse eingestuft werden zu können.

Diese präskriptive Methode erweist ihre Vorteile in der einfachen Anwendbarkeit und Überprüfbarkeit [5]. Der Nachteil liegt jedoch darin, dass die Bemessungsregeln nur für einen begrenzten Anwendungsbereich gelten und für einige Fälle sehr stark auf der sicheren Seite liegen.

### 2.3 Berücksichtigung individueller Brand-szenarien – leistungsorientierte Methode

Im Gegensatz zu der präskriptiven Vorgehensweise stehen die leistungsorientierten Nachweise (engl.: performance-based), in Deutschland häufig auch „schutzzielorientiert“ genannt, welche im Kontext eines ganzheitlichen Brandschutzkonzeptes stehen müssen. Derartige Nachweise können in anderen europäischen Ländern wie England, Schweiz oder in Skandinavien in der Regel jedoch bereits angewendet werden. Die leistungsorientierte Vorgehensweise kann in Deutschland derzeit nur in Ausnahmefällen über Abweichungen besprochen werden. Eine Ausnahme bildet der Industriebau: Nach der Industriebaurichtlinie Ziffer 4.3 (Anhang 1) ist der leistungsorientierte Nachweis der Schutzziele mit Methoden des Brandschutzingenieurwesens dem „Standard-Nachweis“ nach Abschnitt 6 gleichwertig, in dem materielle Anforderungen an das Tragwerk formuliert sind.

Eine leistungsorientierte Brandschutzbemessung erfordert die Anwendung von Ingenieurmethoden sowohl für die Bestimmung der Brandeinwirkungen des natürlichen Brandes als auch für die Bemessung des Trag- und Verformungsverhaltens der Bauteile beziehungsweise des Tragwerks im Brandfall.

In den Brandschutzteilen der Eurocodes ist die leistungsorientierte Vorgehensweise bei der Brandschutzbemessung genormt. Bis zur Aufnahme der Eurocodes in die Liste der Technischen Baubestimmungen (geplant bis Mitte 2012) sind die Verfahren der Naturbrandbemessung sowie der allgemeinen Berechnungsverfahren nur im Einzelfall mit Zustimmung der Bauaufsichtsbehörde anwendbar [5].

Die Ermittlung der Brandbeanspruchung nach dem Naturbrandverfahren führt insbesondere bei größeren Räumen zu einer realistischeren Erfassung des Temperaturzeitverlaufs. Beim Naturbrandverfahren werden die tatsächlich vorhandenen brandschutztechnischen Randbedingungen wie Brandlasten, Ventilationsverhältnisse und Raumgeometrie berücksichtigt. Die auf diese Weise ermittelten Temperaturen übersteigen die ETK häufig in der Anfangsphase. Nach Erreichen der Maximaltemperatur fallen die

Temperaturen wieder ab, wohingegen die ETK stetig ansteigt. Beim Naturbrandverfahren muss der Nachweis der Standsicherheit des Bauteils in der Regel für die gesamte Branddauer erfolgen. Die Länge des Brandes ist dabei von den erwähnten Randbedingungen abhängig. Durch Sicherheitszuschläge für die angesetzten Brandlasten, die Wärmefreisetzungsrate und die anlagentechnischen Brandschutzmaßnahmen wird ein adäquates und quantifizierbares Sicherheitsniveau gewährleistet. Das hierzu erforderliche Sicherheitskonzept ist im Nationalen Anhang [2] zu Eurocode 1 Teil 1-2 [1] im Dezember 2010 veröffentlicht worden.

## 3 Naturbrandmodelle

### 3.1 Allgemeines

In Eurocode 1 Teil 1-2 [1] werden neben den klassischen nominellen Temperaturzeitkurven wie zum Beispiel der ETK auch vereinfachte und allgemeine Naturbrandmodelle beschrieben, mit denen der Temperaturzeitverlauf eines Brandes simuliert werden kann. Die Naturbrandmodelle berücksichtigen im Gegensatz zu den „statischen“ nominellen Temperaturzeitkurven die wesentlichen Einflussfaktoren für den Verlauf eines natürlichen Brandes wie Art und Menge der Brandlasten, Ventilationsverhältnisse, Brandraumgeometrie und thermische Eigenschaften der umfassenden Bauteile. Mit Hilfe der Naturbrandmodelle kann somit eine wesentlich realistischere brandschutztechnische Bemessung der Tragwerke beziehungsweise Bauteile durchgeführt werden.

Neben der Festlegung des Bemessungsbrandszenarios und des Bemessungsbrandes ist auch ein Augenmerk auf die richtige Wahl des für den Bemessungsfall zutreffenden Modells zu legen. Hierbei sind der Anwendungsbereich und die Leistungsfähigkeit der Modelle zu beachten.

### 3.2 Vereinfachte Naturbrandmodelle

Mit vereinfachten Naturbrandmodellen kann mit Hilfe einer einfachen Handrechnung beziehungsweise einer Tabellenkalkulation eine brandschutztechnische Bemessung von Bauteilen und Tragwerken für natürliche Brände durchgeführt werden, ohne auf die Anwendung von Wärmebilanz- oder Feldmodelle (allgemeine Naturbrandmodelle) angewiesen zu sein. Grundlage für vereinfachte Naturbrandmodelle sollte ein realistischer Bemessungsbrand sein.

In Eurocode 1 Teil 1-2 wird im Anhang A als vereinfachtes Naturbrandmodell informativ das Ver-

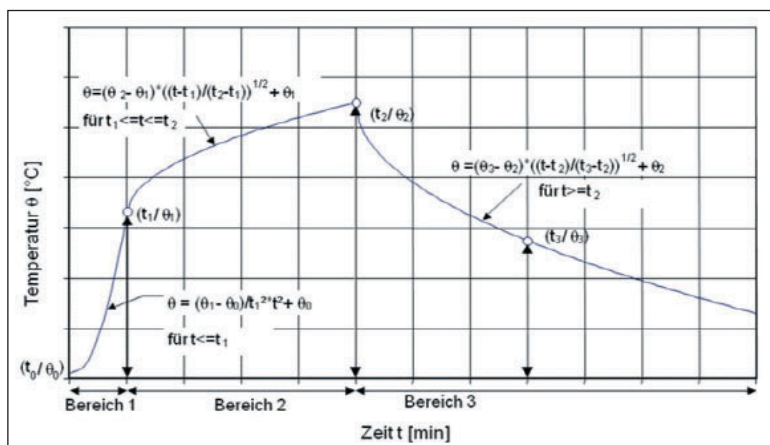


Abb. 1: Schematische Darstellung der Parametrischen Temperaturzeitkurven in [2]; die charakteristischen Punkte  $(t_i, \theta_i)$  werden auf der Basis einer vorgegebenen Brandlastdichte und Wärmefreisetzungsrate formelmäßig angegeben

fahren der Parametrischen Temperaturzeitkurven (im Folgenden Parameterkurven genannt) angegeben, mit dem der Brandverlauf für kleine und mittlere Räume berechnet werden kann. Hinsichtlich der Beschreibung eines realistischen Brandverlaufs weisen die Parameterkurven Defizite auf und werden in der Literatur kritisch diskutiert (z. B. [7]). Die Kritik der Parameterkurven betrifft vornehmlich den zeitlichen Verlauf der Temperatur. Die Parameterkurven beschreiben lediglich die Vollbrandphase mit einer im gesamten Brandraum gleichförmigen Temperaturverteilung, die Temperaturen steigen zu Beginn extrem stark an. Die Brandentstehungsphase wird nicht berücksichtigt. Brandlastgesteuerte Brände können nur stark vereinfacht berücksichtigt werden [7].

Dieses Verfahren wurde aus vorgenannten Gründen im Nationalen Anhang [2] für Deutschland nicht zugelassen. Alternativ wurde im Nationalen Anhang AA auf Grundlage von [7] ein Verfahren veröffentlicht, mit dem der Zeitverlauf der Heißgastemperatur bei Bränden in kleinen und mittelgroßen Räumen, ausgehend vom zeitlichen Verlauf der Wärmefreisetzungsrate des Bemessungsbrandes, realistischer berechnet werden kann (Abb. 1). Es konnte gezeigt werden, dass die so ermittelten Naturbrandkurven sehr gut mit den Ergebnissen von Brandversuchen und Berechnungen mit allgemeinen Brandsimulationsmodellen übereinstimmen.

Das vereinfachte Naturbrandmodell im normativen Anhang AA zum Nationalen Anhang [2] darf bei Räumen im Hochbau bis 400 m<sup>2</sup> Grundfläche und 5 m Höhe und vertikalen Öffnungen angewendet werden. Die Brandlastdichte muss zwischen 100 MJ/m<sup>2</sup> und 1.300 MJ/m<sup>2</sup> liegen.

In Anhang C von Eurocode 1 Teil 1-2 wird ein Verfahren für die Berechnung der thermischen Ein-

wirkung von lokal begrenzten Bränden vorgestellt. Es unterscheidet die beiden Fälle, in denen die Flammen die Decke des Brandraums erreichen oder nicht erreichen. Für den Fall, dass die Flammen die Decke nicht erreichen, basiert das vorliegende Verfahren auf einem Ansatz nach Heskestad [8]. Erreichen die Flammenspitzen das zu bemessende Deckenbauteil, wird auf Grundlage einer von Hasemi [9] entwickelten Methode verfahren. Anhang C kann angewendet werden, wenn sichergestellt ist, dass während der gesamten Brandphase kein Flashover stattfindet. Das bedeutet, dass zu jedem Zeitpunkt weiterhin eine Heiß- und Kaltgasschicht mit aufsteigenden Flammengasen (Plume) als Verbindung bestehen.

In ausgedehnten Räumen ist ein Vollbrand im gesamten Raum sehr unwahrscheinlich. In der Realität breitet sich ein Brand mit einer bestimmten Geschwindigkeit in Abhängigkeit von den vorhandenen Brandlasten aus, bis die Flammenfront zum Beispiel durch einen größeren Abstand von weiteren Brandlasten oder durch die Löschmaßnahmen der Feuerwehr gestoppt und kontrolliert wird [6]. Solche lokal begrenzte Brände führen im Brandraum zu sehr unterschiedlichen Temperaturen, die im Brandherdbereich sehr hoch sein können, jedoch mit zunehmender horizontaler und vertikaler Entfernung vom Brandherd rasch abklingen.

Dadurch kann zum Beispiel die Temperatur an einer zu bemessenden Dachkonstruktion aus Stahl unterhalb der kritischen Stahltemperatur liegen. Abb. 2 zeigt schematisch den aufsteigenden Heißgasstrom (sog. Plume). Vergleichsrechnungen mit allgemeinen Naturbrandmodellen sowie Vergleiche mit experimentellen Daten haben gezeigt, dass die vereinfachten Beschreibungen in Anhang C ausreichend genau bis konservativ sind [4].

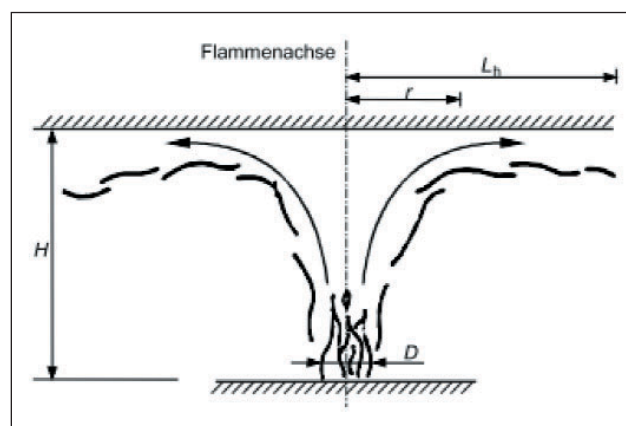


Abb. 2: Plume und Heißgasstrom Verfahren Anhang C in [1]



### 3.3 Allgemeine Naturbrandmodelle

Als allgemeine Naturbrandmodelle im Sinne des Eurocodes 1 Teil 1-2 werden rechnergestützte Simulationen mit Einzonen- und Zweizonenmodellen sowie CFD-Modellen verstanden wie sie auch für die Simulation der Rauchausbreitung verwendet werden.

Das Einzonenmodell, setzt einen vollentwickelten Brand in einem kleineren Raum voraus, bei dem dieser gleichmäßig mit heißen Rauchgasen gefüllt ist: das gesamte Brandraumvolumen wird als eine Zone (Kontrollvolumen) betrachtet, in der homogene Verhältnisse (z. B. Temperatur, Gaszusammensetzung) herrschen.

In einem größeren Raum sind bei einem fortentwickelten Brand die Temperaturen nicht homogen. Das Zweizonenmodell teilt daher das Brandraumvolumen in zwei Zonen ein: eine obere Heißgasschicht und eine untere Kaltgasschicht. Die Einmischung von Umgebungsluft in die Flamme und in die aufsteigenden Flammengase (Plume) wird – genau wie beim lokal begrenzten Brand – mit Hilfe von Plume-Modellen beschrieben.

CFD-Modelle (Feldmodelle) haben eine erheblich größere Anzahl von Kontrollvolumina (Zellen) als Zonenmodelle: bei ihnen wird der Austausch von Masse und Enthalpie direkt aus den grundlegenden Erhaltungsgleichungen berechnet. CFD-Modelle liefern bei einem entsprechend großen Modellierungsaufwand sehr detaillierte Informationen zum Beispiel bezüglich der Verteilung von Temperaturen, der Strömungsgeschwindigkeiten von Rauchgasen und Frischluft, nicht nur in einem Brandraum, sondern auch in der Umgebung [3].

## 4 Brandszenarien und Bemessungsbrände nach Eurocode für die Brandschutzbemessung

Grundlage einer leistungsorientierten Brandschutzbemessung ist ein auf dem maßgebenden Bemessungs-Brandszenario basierender Bemessungsbrand. Der Bemessungsbrand beschreibt den durch das Bemessungs-Brandszenario hervorgerufenen möglichen Brandverlauf quantitativ in Form von zeitabhängigen Brandparametern. Im Allgemeinen wird der Bemessungsbrand in Form einer Wärmefreisetzungsrates definiert, auf deren Grundlage sich mit Naturbrandmodellen die Brandwirkungen, wie zum Bei-

spiel Temperaturverteilung im Brandraum und Rauchgasströme berechnen lassen. Der Verlauf der Wärmefreisetzungsrates hängt im Wesentlichen von der Art und Menge der Brandlasten ab und von den Ventilationsverhältnissen, der Geometrie des Brandraumes, seinen Umfassungsbauteilen sowie vom Beginn der Löschmaßnahmen durch Löschanlagen oder die Feuerwehr.

Die Festlegung des Fire-Compartments, das heißt, des Brandraumes beziehungsweise des möglichen Bereichs, der in den Brand involviert sein kann, ist Grundlage der Brandschutzbemessung für das auszulegende Tragwerk. Hinweise bezüglich der anzusetzenden Bemessungsbrandlast, ihrer Lage, der Berücksichtigung der Ventilationsöffnungen sowie der Umfassungsbauteile finden sich in [3] und [4].

Maßgeblich für die Bemessung ist die maximale Temperaturbeanspruchung der Konstruktion, die sich bei der maximalen Wärmefreisetzungsrates einstellt. Grundsätzlich ergibt sich die maximale Wärmefreisetzungsrates im Übergang vom ventilationsgesteuerten zum brandlastgesteuerten Brand. Eine weitere Steigerung der Öffnungsflächen führt aufgrund der Wärmeabfuhr zu niedrigeren Temperaturen. Die Umfassungsbauteile des Brandraumes müssen eine ausreichende Feuerwiderstandsfähigkeit aufweisen, anderenfalls ist eine Brandausbreitung über den originären Brandraum in der Nutzungseinheit zu betrachten.

Die Höhe des Brandraums entspricht der gemittelten lichten Höhe zwischen Fußboden und Decke. Nichtbrennbare Unterdecken beziehungsweise Doppelböden können bei der Ermittlung der Brandraumhöhe berücksichtigt werden, wenn sie eine ausreichende Feuerwiderstandsdauer aufweisen.

Für Bauteile im Deckenbereich, wie zum Beispiel Unterzüge, ist in der Regel die Heißgastemperatur bemessungsmaßgebend. In größeren Räumen (> 400 m<sup>2</sup>) ist die lokale Beanspruchung im Plumbereich zu berücksichtigen. Für Stützen ist in der Brandanfangsphase die Plumetemperatur beziehungsweise Flammentemperatur im Bereich des Brandherdes maßgebend. In größeren Räumen (> 400 m<sup>2</sup>) wird die Heißgastemperatur für die Bemessung von Stützen maßgebend, sobald die Brandlast im Bereich der Stützen abgebrannt ist.

Eine wesentliche Einflussgröße für die Bauteil- und Tragwerksbemessung sind die Ventilationsbedingungen. Für die Ermittlung der maßgeblichen Ventilationsbedingungen sind als mögliche Öffnungen des Brandraumes grundsätzlich alle Fenster und Türen zu berücksichtigen; gegebenenfalls ist im Programmablauf während der Simulation auf szenario-

bedingte Veränderungen der Ventilationsbedingungen (z. B. Zerstörung von Fensteröffnungen) zu achten.

Als Ventilationsöffnungen sollten in der Simulation nur Öffnungen in Rechnung gestellt werden, die unmittelbar ins Freie führen. Türen sollten als Ventilationsöffnung angesetzt werden, wenn sichergestellt ist, dass sie ins Freie oder zu einem Raum mit ausreichender Zuluftführung führen.

Im Nationalen Anhang [2] des Eurocodes 1 Teil 1-2 wird der Verlauf der Wärmefreisetzungsrate für die Brandschutzbemessung von Tragwerken wie folgt beschrieben:

In der Brandentwicklungsphase steigt die Wärmefreisetzungsrate quadratisch an. Die maximale Wärmefreisetzungsrate der Vollbrandphase wird von den Ventilationsverhältnissen bestimmt. Bei ventilationsgesteuerten Bränden (mit ausreichender Sauerstoffzufuhr) wird sie durch den Ventilationsfaktor beschränkt, bei brandlastgesteuerten Bränden durch die maximale flächenbezogene Wärmefreisetzung begrenzt. Wenn die Brandlast im Brandraum durch den Brand weitgehend aufgezehrt ist und keine weitere Brandausbreitung auf benachbarte Räume stattfindet, setzt die Abklingphase des Brandes ein. Die Wärmefreisetzungsrate verringert sich, wenn ca. 70% der anfänglich vorhandenen Brandlast umgesetzt sind. Die Abklingphase kann auch durch äußere Eingriffe wie Löschanlagen oder die Feuerwehr eingeleitet werden. Für die Wärmefreisetzungsrate wird in der Abklingphase ein linear fallender Verlauf angesetzt.

**Abb. 3** zeigt den Verlauf der Wärmefreisetzungsrate in den drei Phasen des Brandes.

Mit der Wärmefreisetzungsrate lässt sich der zeitliche Verlauf der bei einem Brand frei werdenden Energie beschreiben. Es wird zwischen der Entwicklungsphase mit ansteigender Wärmefreisetzungsrate bei sich ausbreitender Brandfläche, der Vollbrandphase mit konstanter Wärmefreisetzungsrate und maximaler Brandfläche sowie der Abklingphase mit abnehmender Wärmefreisetzungsrate unterschieden.

In der Brandausbreitungsphase steigt die Wärmefreisetzungsrate entsprechend **Abb. 3** quadratisch an [2].

Der charakteristische Wert der maximalen Wärmefreisetzungsrate ermittelt sich im brandlastgesteuerten Fall zu:

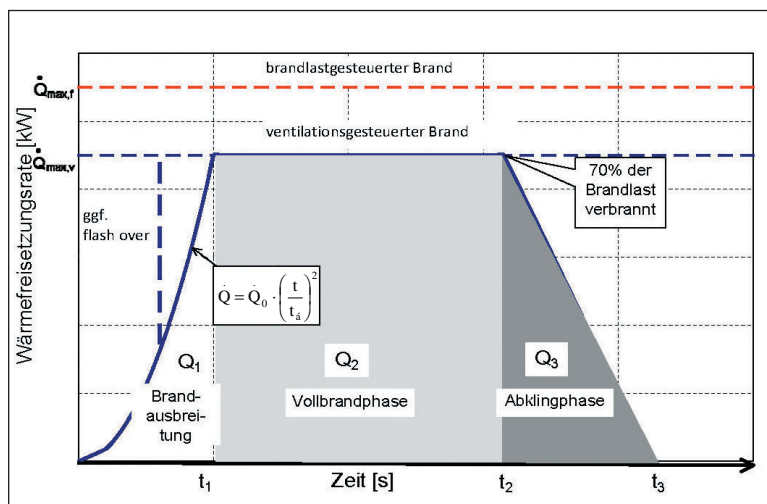


Abb. 3: Verlauf der Wärmefreisetzungsrate als Bemessungsbrand nach [2]

$$\dot{Q}_{\max,f,k} = \dot{Q}_{f,A} \cdot A_f \text{ [MW]},$$

wobei:

$\dot{Q}_{f,A}$  flächenbezogene Wärmefreisetzungsrate [MW/m<sup>2</sup>] (z. B. nach [2], [3]),

$A_f$  maximale Brandfläche [m<sup>2</sup>].

Für vereinfachte Brandmodelle kann der charakteristische Wert der maximalen Wärmefreisetzungsrate ventilationsgesteuerter Brände  $\dot{Q}_{\max,v,k}$  berechnet werden zu:

$$\dot{Q}_{\max,v,k} = 0,1 \cdot A_w \sqrt{h_w} \cdot \chi H_u$$

mit

$A_w$  Fläche der Ventilationsöffnungen [m<sup>2</sup>],

$h_w$  gemittelte Höhe der Ventilationsöffnungen [m],

$\chi$  gemittelte Verbrennungseffektivität der Brandlasten [-],

$H_u$  gemittelter unterer Heizwert der Brandlasten [MJ/kg],

Für Wohn- und Bürogebäude mit überwiegend holzartigen Brandlasten kann nach [2] und [7] vereinfacht angesetzt werden:

$$\dot{Q}_{\max,v,k} = 1,21 A_w \sqrt{h_w} \text{ [MW]}$$

Nach dem quadratischen Anstieg geht die Wärmefreisetzungsrate bei Erreichen des Maximums

$$\dot{Q}_{\max,v,k} = \text{MIN}(\dot{Q}_{\max,v,k}; \dot{Q}_{\max,f,k})$$

in einen konstanten Verlauf über. Die Abklingphase des Brandes setzt ein, wenn ca. 70 Prozent der anfänglich vorhandenen Brandlast umgesetzt ist. Die Abklingphase kann auch durch äußere Eingriffe wie Löschmaßnahmen der Feuerwehr oder Sprinklerung eingeleitet werden [7].

Bei der Brandschutzbemessung für natürliche Brände sind grundsätzlich alle drei Brandphasen zu untersuchen. Bei der Normbrandbemessung werden die Bauteile für eine bestimmte Zeitdauer (Feuerwiderstandsdauer) des Normbrandes bei stetig ansteigender Temperaturzeitkurve (ETK) ausgelegt. Die Bauteile werden nach der Feuerwiderstandsdauer in Feuerwiderstandsklassen klassifiziert (z. B. F 30, F 90,...). Im Normbrandversuch muss das Bauteil die angestrebte Feuerwiderstandsdauer erreichen, ein Versagen unmittelbar nach Erreichen der angestrebten Feuerwiderstandsdauer (z. B. zur 91. Minute) ist bedeutungslos für die Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse.

Bei der Brandschutzbemessung für natürliche Brände ist die Brandbeanspruchung für den gesamten Brandverlauf in allen drei Phasen zu untersuchen, so dass die zeitverzögerte Erwärmung der Bauteile (Stahlbeton, bekleideter Stahl) berücksichtigt wird, deren Maximaltemperatur zeitlich versetzt zur maximalen Brandraumtemperatur erreicht wird. Brandversuche haben gezeigt, dass Bauteilversagen häufig erst in der Abkühlphase auftritt, wenn hohe Zugspannungen im Tragwerk wirken können [7].

## 5 Brandszenario und Brandausbreitung

Ein wesentlicher Einflussfaktor für den Temperaturzeitverlauf im Brandraum ist die Brandraumgeometrie. Die Größe des Brandraums und die Möglichkeit der Brandausbreitung über den Raum der Brandentstehung hinaus bestimmen das maßgebliche Brandszenario und somit den Bemessungsbrand für die Brandschutzbemessung. Sofern der Brandraum in seinen Umfassungsbauanteilen eine ausreichende Feuerwiderstandsfähigkeit aufweist, entsprechen die geometrischen Randbedingungen denen des originären Brandraumes. Eine ausreichende Feuerwiderstandsfähigkeit kann vorausgesetzt werden, wenn die in der entsprechenden Bauordnung beziehungsweise Sonderbauverordnung geforderte Feuerwiderstandsdauer des Raumabschlusses der Trennwände, wie zum Beispiel für Räume mit erhöhter Brandgefahr (Lagerräume F 90/T 30), erfüllt wird. Für Wände, an die das Baurecht keine Anforderungen bezüglich ihres Raumabschlusses stellt (wie z. B. Wände

zwischen Büroräumen), kann als ausreichende Feuerwiderstandsfähigkeit die erforderliche Feuerwiderstandsdauer für Flurtrennwände angenommen werden.

Haben alle oder einige Umfassungswände des Brandraums keine ausreichende Feuerwiderstandsfähigkeit, um einen Brand auf den Raum zu begrenzen, in dem er entsteht, so ist der Fall zu betrachten, dass der Brand sich bis hin zu den Umfassungsbauanteilen mit ausreichender Feuerwiderstandsfähigkeit ausbreitet. Dies sind in der Regel die Trennwände der Nutzungseinheiten, die im Allgemeinen feuerbeständig ausgeführt werden müssen.

Für Nutzungseinheiten mit einer Grundfläche bis zu 400 m<sup>2</sup> sind in der Regel zwei Brandszenarien zu untersuchen:

- Brand im originären Brandraum,
- Brand in der gesamten Nutzungseinheit.

Wobei im zweiten Fall die Trennwände innerhalb der Nutzungseinheit nicht mit angesetzt werden, da sie im Brandfall wegen ihrer nicht ausreichenden Feuerwiderstandsfähigkeit versagen. Für die Brandschutzbemessung ist bei beiden Brandszenarien von einem voll entwickelten Brand in allen drei Phasen auszugehen. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass bei dem ersten Szenario (Brand verbleibt im Brandraum) lokal die höchsten Temperaturen entstehen und die einzelnen Bauteile am höchsten beansprucht sind.

Beim zweiten Szenario (Brand in gesamter Nutzungseinheit ausgebreitet) sind die Temperaturen unter Umständen niedriger, dafür wird ein größerer Teil des Tragwerks direkt vom Brand beansprucht. Die Szenarienorte, das heißt, die maßgeblichen Brandräume müssen zwischen dem Brandschutzsachverständigen und der Genehmigungsbehörde sowie gegebenenfalls mit der Feuerwehr abgestimmt werden.

Für die Brandschutzbemessung in Nutzungseinheiten mit einer Grundfläche von mehr als 400 m<sup>2</sup> kann ein lokaler Brand vorausgesetzt werden, wenn im Rahmen eines objektspezifischen Brandschutzkonzepts nachgewiesen werden kann, dass die Brandausbreitung infolge anlagentechnischer Maßnahmen, eines frühzeitigen Einsatzes der Feuerwehr, der Anordnung von brandlastfreien Flächen oder wegen einer zu erwartenden sehr geringen Brandausbreitungsgeschwindigkeit lokal begrenzt bleibt.

Die Untersuchung eines Vollbrandes in Nutzungseinheiten über 400 m<sup>2</sup> Größe, wie zum Beispiel Verkaufsstätten und Industriehallen, sind vereinfacht

te Brandmodelle nicht geeignet. Derartige Fälle, in denen die Brandausbreitungsgeschwindigkeit, die Abbrandgeschwindigkeit der Brandlasten und die Art und Anordnung der Brandlasten eine große Rolle spielen, können nur von Spezialisten mit allgemeinen Brandmodellen (CFD-Simulationen) untersucht werden. Die Brandschutzbemessung sollte daher entsprechend den baurechtlichen Anforderungen erfolgen.

Sofern im objektspezifischen Brandschutzkonzept aufgrund der Brandraumgeometrie und gegebenenfalls vorhandener günstiger Randbedingungen (Löschmaßnahmen etc.) nicht davon ausgegangen werden kann, dass ein Brand lokal begrenzt bleibt, ist für die Brandschutzbemessung von einem voll entwickelten Brand auszugehen.

## 6 Sicherheitskonzept

Die Gewährleistung der erforderlichen Zuverlässigkeit der Brandschutzbemessung unter Berücksichtigung der Seltenheit und des möglichen großen Schadensausmaßes des Brandereignisses erfordert ein Sicherheitskonzept, mit dem die Sicherheit und der Einfluss der gewählten Brandschutzmaßnahmen quantifizierbar werden. Das im Nationalen Anhang [2] des Eurocodes 1 Teil 1-2 veröffentlichte Sicherheitskonzept wird ausführlich in [10] und [11] dargestellt. Hier sollen die für die Anwendung erforderlichen Regelungen aus [2] wiedergegeben werden, die für die Festlegung des aus dem Bemessungs-Brandzenario abgeleiteten Bemessungsbrandes erforderlich sind.

Je nach verwendetem Naturbrandmodell und Nachweisverfahren sind unterschiedliche Eingangsgrößen für die Brandeinwirkungen maßgebend und daher mit Teilsicherheitsbeiwerten zu beaufschlagen [6]:

- die maximale Wärmefreisetzungsrate, die in der stationären Phase eines brandlastgesteuerten Brandes durch die maximale Brandfläche und eine flächenspezifische Wärmefreisetzungsrate begrenzt wird, oder die im ventilationsgesteuerten Brand von den Ventilationsbedingungen abhängt,
- die Brandlastdichte, wenn die Branddauer für die Bemessung maßgebend ist

Grundlage für die Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte ist eine zulässige

bedingte Versagenswahrscheinlichkeit  $p_{f,fi}$  der Bauteile im Brandfall beziehungsweise der damit verknüpfte Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{fi}$ .

Die zulässige bedingte Versagenswahrscheinlichkeit im Brandfall  $p_{f,fi}$  ergibt sich aus dem Quotienten aus Auftretenswahrscheinlichkeit eines Schadensfeuers  $p_{fi}$  und der allgemein akzeptierten Versagenswahrscheinlichkeit  $p_{f,fi}$ :

$$p_{f,fi} = p_f / p_{fi}$$

Der Teilsicherheitsbeiwert hängt ab von der Auftretenswahrscheinlichkeit  $p_{fi}$  eines Schadensfeuers, welche nach Gl. (BB.9) ermittelt werden kann:

$$p_{fi} = p_1 \cdot p_2 \cdot p_3$$

- der jährlichen Auftretenswahrscheinlichkeit eines Entstehungsbrandes in der Nutzungseinheit:  $p_1$ ,
- der Ausfallwahrscheinlichkeit der manuellen Brandbekämpfung:  $p_2$ ,
- der Ausfallwahrscheinlichkeit der Brandbekämpfung durch eine automatische Löschanlage (falls vorhanden):  $p_3$ .

Aus der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  und der jährlichen Auftretenswahrscheinlichkeit  $p_{fi}$  eines Schadensfeuers kann die zulässige bedingte Versagenswahrscheinlichkeit  $p_{f,fi}$  im Brandfall bzw. der damit verknüpfte Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{fi}$  ermittelt werden.

Mit der bedingten Versagenswahrscheinlichkeit im Brandfall  $p_{f,fi}$  wird der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{fi}$  für die Brandlastdichte und die Wärmefreisetzungsrate gemäß **Abb. 4** bestimmt.

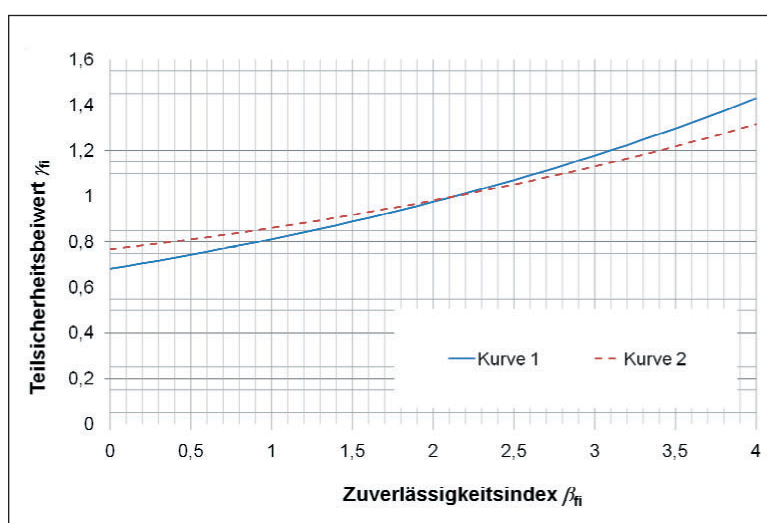


Abb. 4: Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte für die Einflussgrößen eines Naturbrandes; Kurve 1 – Brandlastdichte pauschal; Kurve 2 – Brandlastdichte individuell und Wärmefreisetzungsrate (aus [2])

## 7 Anwendungsbeispiel Naturbrandbemessung nach Eurocode und Nationalem Anhang

In einem Anwendungsbeispiel anhand einer Büronutzungseinheit soll die Vorgehensweise bei der Bestimmung des Bemessungsbrandes nach Eurocodes 1 Teil 1-2 und zugehörigem Nationalen Anhang gezeigt werden. Es wird das Verfahren der parametrischen Temperaturzeitkurven nach Anhang AA von [2] angewendet. Der Büroraum hat eine Grundfläche von  $A_f = 100 \text{ m}^2$ . Die lichte Höhe beträgt  $H = 2,70 \text{ m}$ . Die Fensterflächen haben eine Fläche von  $12,5 \text{ m}^2$ . Da die Verglasung im Brandfall nicht vollständig zerstört wird und an den Rändern der Fenster Reste der Verglasung verbleiben, wird der geometrische Öffnungsanteil zu  $85 \%$  angesetzt. Die Öffnungsfläche beträgt somit  $A_w = 0,85 \cdot 12,5 = 10,63 \text{ m}^2$ . Die gemittelte Höhe der Fenster beträgt  $h_w = 1,20 \text{ m}$ . Die Wärmeeindringzahl kann zu  $b = 1500 \text{ J}/(\text{m}^2 \text{s}^{0,5} \text{K})$  festgelegt werden.

Für Büronutzungen ergibt sich nach Tabelle BB.1 in Abschnitt BB.3.2 in [2] eine vorhandene charakteristische Brandlastdichte von  $q_{f,k} = 584 \text{ MJ}/\text{m}^2$ .

Die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Schadenfeuers ergibt sich aus:

$$p_{fi} = p_1 \cdot p_2 \cdot p_3$$

$$p_1 = 0,003 \text{ für Bürogebäude nach Tabelle [2] BB.3,}$$

$$p_2 = 0,5 \cdot 0,2 = 0,1 \text{ für eine Berufsfeuerwehr (öffentl. Feuerwehr mit } < 15 \text{ min Vornahmezeit) nach [2] Tabelle BB.4,}$$

$$p_3 = 1,0 \text{ (keine Löschanlage).}$$

Daraus folgt:

$$p_{fi} = 0,0003.$$

Für eine nach [2] Tabelle BB.5 für Bürogebäude der Gebäudeklasse 4 und 5 der Musterbauordnung mit „mittel“ angenommene Schadensfolge erhält man:

$$p_f = 1,3e^{-5} \text{ und } \beta = 4,2.$$

Somit ergibt sich:

$$p_{f,fi} = p_f / p_{fi} = 1,3e^{-5} / 3,0e^{-4} = 0,0445,$$

$$\beta_{fi} = 1,70$$

Mit der bedingten Versagenswahrscheinlichkeit im Brandfall  $p_{f,fi}$  kann nun der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{fi}$  für die Brandlastdichte und die Wärmefreisetzungsrate bestimmt werden. Es ergibt sich nach **Abb. 4** ([2] Bild BB.2):

$$\gamma_{fi} = 0,922 \text{ für die Brandlastdichte und}$$

$$\gamma_{fi} = 0,943 \text{ für die Wärmefreisetzungsrate.}$$

Somit sind alle Eingangsgrößen für die Berechnung der parametrischen Temperaturzeitkurve bekannt:

$$\text{Grundfläche} \quad A_f = 100 \text{ m}^2$$

$$\text{Höhe} \quad H = 2,70 \text{ m}$$

$$\text{Ventilationsfaktor} \quad A_w \sqrt{h_w} = 11,64 \text{ m}^{3/2}$$

$$\text{Öffnungsfaktor} \quad O = 0,038 \text{ m}^{1/2}$$

$$\text{Umfassungsfläche (inkl. Öffnungen)} \quad A_t = 308,0 \text{ m}^{3/2}$$

$$\text{Umfassungsfläche (ohne Öffnungen)} \quad A_T = 297,37 \text{ m}^2$$

$$\text{Brandlastdichte} \quad q_{x,d} = \gamma_{fi} \cdot q_{x,k} = 0,922 \cdot 584 = 538 \text{ MJ}/\text{m}^2,$$

$$\text{Gesamtbrandlast für } q_{x,d} = 538 \text{ MJ}/\text{m}^2 \quad Q_{x,d} = 53800 \text{ MJ}$$

$$\text{Wärmeeindringzahl} \quad b = 1500 \text{ J}/(\text{m}^2 \text{s}^{0,5} \text{K})$$

Wärmefreisetzungsrate nach Abschnitt BB.7:

$$\dot{Q}_{\max,k} = \text{MIN} (\dot{Q}_{\max,v,k}; \dot{Q}_{\max,f,k})$$

$$= \text{MIN} (1,21 A_w \sqrt{h_w}; 0,25 \cdot A_t)$$

$$= \text{MIN} (14,09; 25,0) = 14,09 \text{ MW}$$

$$\dot{Q}_{\max,d} = \gamma_{fi} \cdot \dot{Q}_{\max,v,k} = 0,943 \cdot 14,09 = 13,29 \text{ MW.}$$

Es liegt ein ventilationsgesteuerter Brand vor. Zunächst wird der Brandverlauf für die fiktive Referenzbrandlastdichte von  $q_{\text{ref},d} = 1300 \text{ MJ}/\text{m}^2$  berechnet. Anschließend kann der abfallende Ast der Realbrandkurve für die tatsächlich vorliegende Brandlastdichte von  $q_{x,d} = 584 \text{ MJ}/\text{m}^2$  bestimmt werden.

$$Q_{\text{ref},d} = q \cdot A_f = 130000 \text{ MJ.}$$

$$t_1 \sqrt{(t_a^2 \cdot \dot{Q}_{\max,v,d})} = \sqrt{300^2 \cdot 13,29} = 1094 \text{ s} \approx 18 \text{ min}$$

$$\Theta_{1,v} = -8,75 \cdot 1 / 0 - 0,1 \cdot b + 1175 = -8,75$$

$$\cdot 1 / 0,038 - 0,1 \cdot 1500 + 1175 = 794 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$Q_2 = 0,7 \cdot Q_{\text{ref,d}} - t_1^3 / 3t_a^2$$

$$= 0,7 \cdot 130000 - 1094^3 / (3 \cdot 300^2) = 86157 \text{ MJ}$$

$$t_2 = t_1 + \frac{Q_2}{\dot{Q}_{\text{max,v,d}}} = 1094 + 86157 / 13,29$$

$$= 7576 \text{ s} \approx 126 \text{ min}$$

$$\Theta_{2,v} = (0,004 \cdot b - 17) \cdot 1 / 0 - 0,4 \cdot b + 2175$$

$$= (0,004 \cdot 1500 - 17) \cdot 1 / 0,038 - 0,4 \cdot 1500 + 2175$$

$$\Theta_{2,v} = 1284 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$Q_3 = 0,3 \cdot Q_{\text{ref,d}} = 0,3 \cdot 130000 = 39000 \text{ MJ}$$

$$t_3 = t_2 + \frac{2Q_3}{\dot{Q}_{\text{max,v,d}}} = 7576 + 2 \cdot 39000 / 13,29$$

$$= 13448 \text{ s} \approx 224 \text{ min}$$

$$\Theta_{3,v} = -5,0 \cdot 1 / 0 - 0,16 \cdot b + 1060 =$$

$$= -5,0 \cdot 1 / 0,038 - 0,16 \cdot 1500 + 1060$$

$$\Theta_{3,v} = 688 \text{ }^\circ\text{C}$$

Ausgehend von der Temperaturzeitkurve für die Referenzbrandlastdichte ( $q_{\text{ref,d}} = 1 \text{ 300 MJ/m}^2$ ) kann die Temperaturzeitkurve für die tatsächliche vorliegende Brandlastdichte ermittelt werden. Der ansteigende Ast der Temperaturzeitkurve in der Brandentwicklungs- und Vollbrandphase ist dabei unabhängig von der Brandlastdichte. Der Zeitpunkt  $t_{2,x}$ , bei dem die Maximaltemperatur  $\Theta_{2,x}$  erreicht wird, ist brandlastabhängig. Er lässt sich direkt aus

$$Q_1 = 1 / t_a^2 \cdot t_1^3 / 3 = 1 / 300^2 \cdot 1094^3 / 3 = 4843 \text{ MJ}$$

$$< 0,7 \cdot Q_{x,d} = 0,7 \cdot 53800 = 37660 \text{ MJ}$$

$$t_{2,x} = t_1 + \frac{0,7 \cdot Q_{x,d} \cdot (t_1^3 / (3 \cdot t_a^2))}{\dot{Q}_{\text{max,v,d}}} = 1094$$

$$+ (37660 - (1094^3 / (3 \cdot 300^2))) / 13,29 = 3563 \text{ s} \approx 59 \text{ min}$$

$$\Theta_{2,x} = (\Theta_2 - \Theta_1) \cdot \sqrt{\frac{(t_{2,x} - t_1)}{(t_2 - t_1)}} + \Theta_1 = (1284 - 794)$$

$$\cdot \sqrt{\frac{(3563 - 1094)}{(7576 - 1094)}} + 794 = 1096 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$t_{3,x} = \frac{0,6 \cdot Q_{x,d}}{\dot{Q}_{\text{max,v,d}}} + t_{2,x} = \frac{0,6 \cdot 53800}{13,29} + 3563 = 5993 \text{ s}$$

$$\approx 100 \text{ min}$$

$$\Theta_{3,x} = \Theta_3 \cdot \frac{\log_{10}(\frac{t_{3,x}}{60} + 1)}{\log_{10}(\frac{t_3}{60} + 1)} = 688$$

$$\cdot \frac{\log_{10}(\frac{5993}{60} + 1)}{\log_{10}(\frac{13488}{60} + 1)} = 586 \text{ }^\circ\text{C}$$

dem Ansatz für die Wärmefreisetzungsrate bestimmen.

Unter Berücksichtigung der Kurvenfunktion gemäß [2] ergibt sich der in **Abb. 5** gezeigte Verlauf der Temperaturzeitkurve, zum Vergleich ist auch die ETK dargestellt.

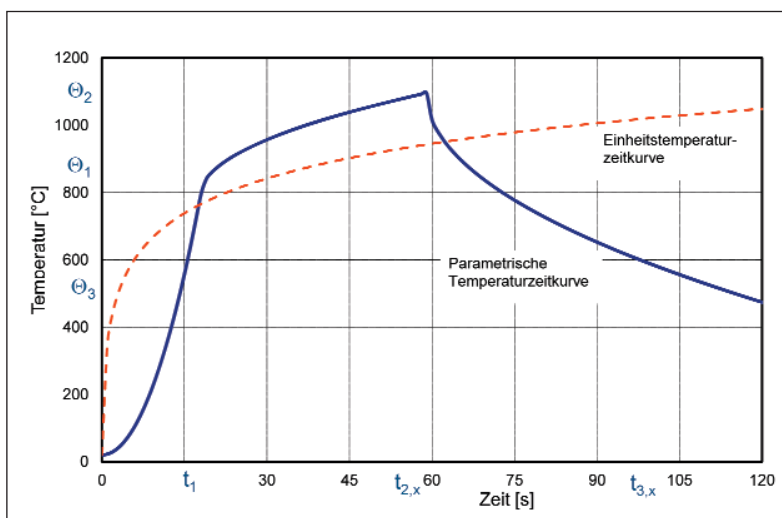


Abb.5: Temperaturzeitverlauf der Parametrischen Temperaturzeitkurve im Vergleich zur ETK (Beispiel Büroraum 100 m<sup>2</sup>)

## 8 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wird die Bedeutung der Brandszenarien nach Eurocode im Rahmen von Brandschutzkonzepten und deren Prüfung beleuchtet. Die Naturbrandverfahren der Eurocodes ermöglichen eine individuelle „maßgeschneiderte“ Wahl des Brandszenarios und Bemessungsbrandes im Rahmen einer leistungsorientierten Brandschutzbemessung. Die im Nationalen Anhang zu Eurocode 1 Teil 1-2 zugelassenen Naturbrandmodelle werden vorgestellt und deren Anwendungsbereich und -grenzen beschrieben. Zur Gewähr-

leistung des bauaufsichtlich akzeptierten Sicherheitsniveaus sind die maßgeblichen Brandszenarien im Kontext eines ganzheitlichen Brandschutzkonzeptes zu identifizieren und nach dem Vieraugenprinzip mit dem

Prüfer abzustimmen. Die im Nationalen Anhang zu Eurocode 1 Teil 1-2 zugelassenen Naturbrandmodelle liefern eingebettet in ein Sicherheitskonzept zuverlässige Ergebnisse.

## 9 Literatur

- [1] DIN EN 1991-1-2; Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen; Brandeinwirkungen auf Tragwerke. Berlin: Beuth Verlag, Dezember 2010.
- [2] DIN EN 1991-1-2/NA; Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter; Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen; Brandeinwirkungen auf Tragwerke, Dezember 2010.
- [3] vfdb-Leitfaden TB 04/01 „Ingenieurmethoden des Brandschutzes“, vfdb, 2. Auflage, Juni 2009, Hrsg. D. Hosser
- [4] Hosser, D., Kampmeier, B., Zehfuß, J.: Überprüfung der Anwendbarkeit von alternativen Ansätzen nach Eurocode 1 Teil 1-2 zur Festlegung von Brandschutzanforderungen bei Gebäuden. Schlussbericht Forschungsvorhaben im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik, Berlin. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 2004.
- [5] Hosser, D.: Mehr Flexibilität durch leistungsorientierte Brandschutzvorschriften.. Braunschweiger Brandschutztag '08. 22. Fachtagung Brandschutz bei Sonderbauten 30. September und 01. Oktober 2008 in Braunschweig.
- [6] Brandschutz in Europa - Bemessung nach Eurocode. Beuth-Kommentar. Erläuterungen und Anwendungen zu den Brandschutzteilen der Eurocodes 1 bis 5. 2. Auflage (in Vorbereitung).
- [7] Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung. Dissertation Fachbereich Bauingenieurwesen der Technischen Universität Braunschweig, 2004.
- [8] Heskestad: Fire plumes, flame height, and air entrainment; The SFPE handbook of fire protection engineering; third edition; 2002
- [9] Hasemi / Tokunaga: Flame geometry effects on the buoyant plumes from turbulent diffusion flames; fire science and technology, 1984
- [10] Hosser, D.: Brandschutzbemessung nach den Eurocodes - Vorgaben für die Anwendung in Deutschland. In: Hosser, D. (Hrsg.): Braunschweiger Brandschutz-Tage '09, Tagungsband. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 208, Braunschweig, 2009, ISBN 978-3-89288-191-9.
- [11] Hosser, D.; Weilert, A.; Klinzmann, C.; Schnetgöke, R.: Erarbeitung eines Sicherheitskonzeptes für die brandschutztechnische Bemessung unter Anwendung von Ingenieurmethoden gemäß Eurocode 1 Teil 1-2“ (Sicherheitskonzept zur Brandschutzbemessung). Abschlussbericht zum DIBt-Forschungsvorhaben ZP 52-5-4.168-1239/07. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Juni 2008.

# Von der Vision bis zur Anwendung: Verstärken mit textilbewehrtem Beton

An der TU Dresden werden die Stärken des Textilbetons theoretisch und praktisch untersucht

Nicht nur für Sonderbauwerke, sondern auch für viele andere anspruchsvolle Bauaufgaben bietet sich den Ingenieuren mittlerweile immer öfter auch textilbewehrter Beton als wirtschaftlich und technisch adäquater Baustoff an, vor allem für Verstärkungen, Ertüchtigungen und Instandsetzungen. Im folgenden Beitrag werden die Entstehungsgeschichte dieses hochinteressanten Materials beschrieben und seine Fähigkeiten und Anwendungsgebiete erläutert, die vor allem im Bereich der Nachhaltigkeit und für attraktive Schalenbauten zu sehen sind.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach



studierte das Bauingenieurwesen (Konstruktiver Ingenieurbau) an der Abteilung Bauwesen der Universität Dortmund, ist seit 1994 als Universitätsprofessor (C4) Inhaber des Lehrstuhls für Massivbau der TU Dresden, 1997 Prüflingenieur für Baustatik (Fachrichtung Massivbau), seit 1999

Sprecher des Sonderforschungsbereiches 528 „Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung“ der TU Dresden, von 2003 bis 2008 Vorsitzender des Vorstandes der VDI-Gesellschaft Bautechnik, seit 2004 Sprecher des engeren Vorstands des DAfStb, 2006 bis 2010 Prorektor für Universitätsentwicklung, seit 2005 Partner im Ingenieurbüro Curbach Bösche Ingenieurpartner in Dresden

Co-Autoren:

**Dr.-Ing. Regine Ortlepp**

**Dr.-Ing. Silke Scheerer**

**Dipl.-Ing. Michael Frenzel**

(alle: Institut für Massivbau, TU Dresden)

## 1 Einleitung

Der „Jahrhundertbaustoff“ Stahlbeton war in den vergangenen einhundert Jahren der erfolgreichste Baustoff und wird es auch weiterhin bleiben. Seine Geschichte ist hinlänglich bekannt (z. B. [1]). Oftmals wird als erster Meilenstein die Erfindung eines hydraulischen Bindemittels, des „Romancements“ genannt, für den der Brite James Parker 1796 ein Patent erhielt. Mitte des 19. Jahrhunderts begannen mehrere Personen unabhängig voneinander, Eisen in Beton einzulegen.

Man war sich der Bedeutung dieser Erfindung durchaus bewusst, weshalb man schon in der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts meinte, im Bauwesen seien keine Innovationen mehr möglich. Bekannt ist z. B. die Anekdote, dass Ulrich Finsterwalders Vater diesem vom Bauingenieurstudium abgeraten haben soll [2]. Es sei kaum noch mit neuen Erfindungen zu rechnen, da der Stand der Technik schon so hoch sei. Das war die Meinung eines renommierten Universitätsprofessors zu Beginn der 1920er-Jahre.

Dass diese Sichtweise falsch war, wissen wir heute. Vor allem die Erfindung des Spannbetonbaus und leistungsfähiger Bauverfahren erschloss der Massivbauweise noch größere Möglichkeiten. In den 1980er-Jahren setzte dann allerdings ein Innovationsstau ein, der bis zum Beginn der 1990er-Jahre anhielt. In der jüngeren Vergangenheit können die Forscher aber wieder auf eine Reihe von Neuerungen zurückblicken; zum einen wurde die Entwicklung leistungsfähigerer Betone – die sogenannten Betone der neuen Generation – erfolgreich vorangetrieben, zum anderen die Suche nach neuartigen zugfesten Bewehrungsmaterialien intensiviert, da die Korrosionsanfälligkeit des herkömmlichen Betonstahls den Bauingenieur oft zwingt, Bauteile dicker zu konstruieren, als es statisch erforderlich wäre. Diese Suche brachte Mitte der 1990er-Jahre Dresdner Forscher auf die Idee, korrosionsanfälligen Stahl durch textile Gelege aus sehr zugfesten, korrosionsbeständigen Endlosfasern zu ersetzen.



Die Idee, Fasern in spröde Baustoffe einzubetten, war nicht neu. Schon vor tausenden von Jahren wurde Stroh Lehmziegeln beigemischt, um sie widerstandsfähiger gegenüber Rissbildung zu machen [3]. Im Massivbau hat sich seit Beginn der 1990er-Jahre als eine Alternative zum stahlbewehrten Normalbeton der Faserbeton entwickelt. Hierbei werden vorwiegend Stahl- oder Kunststoff-Kurzfasern dem Beton beigemischt. Die beliebig orientierten Fasern wirken vor allem positiv auf die Druck-, aber auch auf die Biegezugfestigkeit aus, was den Kurzfaserbeton für den Einsatz bei hoch belasteten Industriefußböden prädestiniert.

Der Einsatz von Faserbündeln in Form einer textilen Struktur als Ersatz der Stahlbewehrung war aber ein ganz neuer Ansatz. Vor allem der intensiven Grundlagenforschung in Dresden (SFB 528) [4] und Aachen (SFB 532) [5] und ersten Anwendungen ist es zu verdanken, dass der neuartige, innovative Verbundbaustoff „textilbewehrter Beton“ oder „Textilbeton“ (TRC) der Fachwelt mittlerweile gut bekannt ist.

## 2 Der Baustoff Textilbeton

### 2.1 Besondere Eigenschaften von Textilbeton

Textilbeton zeichnet sich in erster Linie durch seine Leichtigkeit bei gleichzeitig hoher Tragfähigkeit aus. Typische Schichtdicken bei Verstärkungsmaßnahmen betragen einen bis drei Zentimeter, in Ausnahmefällen maximal fünf Zentimeter. Die Bewehrung ist leicht und flexibel, wodurch auch geschwungene Formen viel einfacher als mit Stahlbeton realisiert werden können. Textilbeton eignet sich sowohl für die Verstärkung bestehender als auch zur Herstellung neuer Bauteile. Bei Verstärkungen wirkt sich außer der Traglast-erhöhung auch eine Begrenzung der Verformungen sehr positiv aus. Hervorzuheben ist außerdem das charakteristische Rissbild von Textilbeton. Im Gegensatz zum Stahlbeton treten Risse in deutlich kleinerem Abstand mit sehr geringer Rissweite auf (**Abb. 1**).

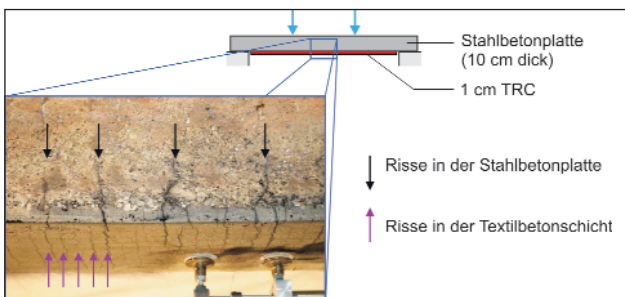


Abb. 1: Rissbild einer mit TRC verstärkten Stahlbetonplatte nach einem 4-Punkt-Biegeversuch (durchgeführt von Weiland und Curbach [6])

Die Leichtigkeit des innovativen Verbundbaustoffs ist aber nicht nur im Hinblick auf sein Eigengewicht von Bedeutung. Sie bringt auch eine wirksame Erleichterung für die Bauausführenden bei der praktischen Anwendung. So können die textilen Gelege mit der Schere zurechtgeschnitten und ohne schweres Gerät von Hand appliziert werden. Der Feinbeton kann z. B. mit Kelle und Spachtel oder mit einer handelsüblichen Putzerspritze aufgebracht werden.

### 2.2 Einzelne Komponenten

Textilbewehrter Beton besteht aus zwei Komponenten – dem textilen Gelege und einem speziellen Feinbeton [7].

Der Grundbaustein des textilen Geleges ist das Filament, also eine einzelne Endlosfaser. Für TRC haben sich bisher Carbon- und alkaliresistente (AR) Glasfasern bewährt. Die Alkaliresistenz wird durch die Anreicherung der Glasschmelze mit Zirkoniumdioxid erreicht. Der Einsatz von Gelegen aus Basaltfasern wird demnächst erprobt. Die Durchmesser der Filamente variieren je nach Ausgangsstoff und Hersteller und reichen bei AR-Glas von 14 bis 28  $\mu\text{m}$ . Bei Carbonfasern sind die Fasern ca. 7  $\mu\text{m}$  stark [7]. Ein menschliches Haar ist im Vergleich dazu immerhin bis zu 120  $\mu\text{m}$  dick [8].

Mehrere hundert parallel liegende Filamente werden zu Faserbündeln – auch Multifilamentgarn oder Roving genannt – zusammengefasst. Übliche Dimensionen sind in **Abb. 2** ersichtlich. Auf Textilmaschinen werden die Rovings zu textilen Gelegen verarbeitet (**Abb. 3**, oben). An der TU Dresden sind dazu mehrere Textilmaschinen vorhanden, mit denen sowohl AR-Glas- als auch Carbontextilien jeweils einzeln oder in Kombination in unterschiedlicher Lagenanzahl und Geometrie entsprechend der gewünschten Anwendung hergestellt werden können (**Abb. 3**, rechts und links). Da die einzelnen Garne im

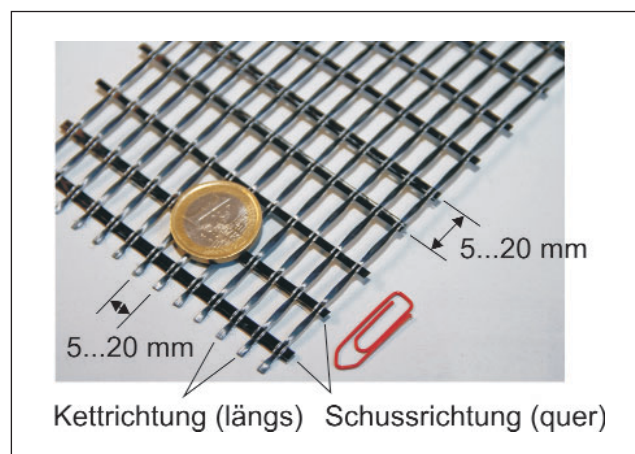


Abb. 2: Beispiel für den Aufbau eines textilen Geleges aus Carbonfasern

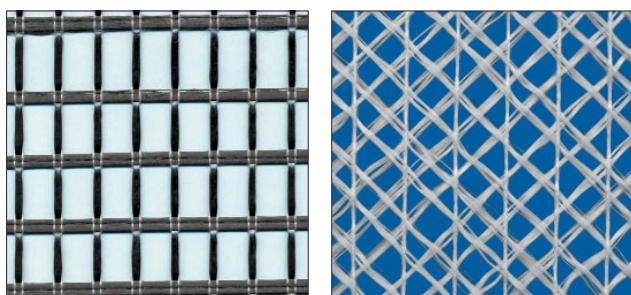


Abb. 3: oben: Herstellung eines textilen Geleges; links: Gelege für vorwiegende Biegebeanspruchung (Carbon); rechts: Gelege für eine Querkraftverstärkung (AR-Glas)

Gelege gerichtet und gegen Verschiebungen fixiert angeordnet sind, kann die Zugbewehrung analog dem Bewehrungsstahl beim Stahlbeton entsprechend dem Kraftfluss im Bauteil ausgerichtet werden.

Die textilen Gelege werden in eine spezielle mineralische Matrix eingebettet, den an der TU Dresden speziell entwickelten Feinbeton. Das Größtkorn hat in den Regel einen Durchmesser von einem Millimeter, was aus der Dimension der Bewehrung einerseits und den angestrebten geringen Schichtdicken andererseits resultiert. Von der Zusammensetzung her ist der Feinbeton also eher ein Mörtel, weshalb die mechanischen Festbetoneigenschaften nach DIN EN 1015-11: 2007-05 T2 (Mörtel, Druck- und Biegezugfestigkeit) bzw. in Anlehnung an DIN 1048-5 (E-Modul von Beton) an

Tab. 1: Beispiele für sprühbare Feinbetonmischungen und Festbetoneigenschaften [7]

Bestandteil / Eigenschaft		Mischung 1	Mischung 2	Mischung 3
Sand 0-1	[kg/m <sup>3</sup> ]	942,0	1.122,4	1.122,4
Zement CEM I 32,5	[kg/m <sup>3</sup> ]	–	564,8	–
Zement CEM III/B 32,5	[kg/m <sup>3</sup> ]	628,0	–	468,4
Mikrosilica (Suspension)	[kg/m <sup>3</sup> ]	100,5	56,6	56,6
Flugasche	[kg/m <sup>3</sup> ]	265,6	253,1	253,1
Wasser	[l/m <sup>3</sup> ]	214,6	221,5	221,5
Fließmittel FM30, BASF	[l/m <sup>3</sup> ]	10,5	12,0	–
Fließmittel ACE30, BASF	[l/m <sup>3</sup> ]	–	–	3,8
Wasser/Bindemittel-Wert	[-]	0,33	0,36	0,42
Druckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]	76	65	54
Biegezugfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ]	7,1	8,7	9,5
E-Modul	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.500	25.600	–
Dichte	[kg/dm <sup>3</sup> ]	2,17	–	–

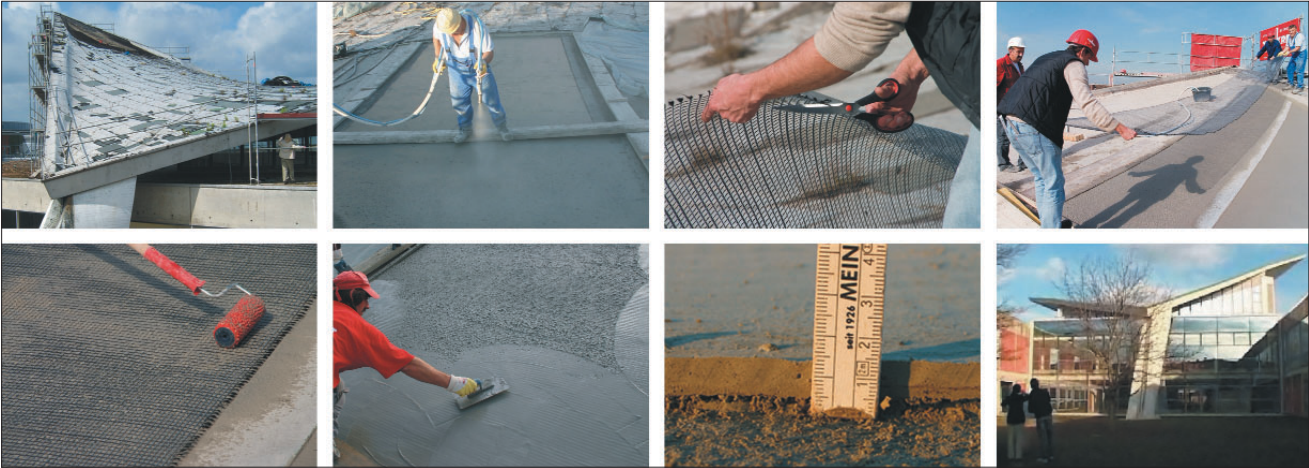
prismatischen Proben (4 × 4 × 16 cm) bestimmt werden. Aufgrund seiner hohen Festigkeit wird der Feinbeton als hochfester Beton eingestuft. Beispiele für übliche Zusammensetzungen und resultierende mechanische Eigenschaften sind **Tab. 1** entnehmbar. Für die baupraktische Anwendung wurde zusammen mit der Firma Pagel Spezial-Beton (Essen) eine Trockenmischung entwickelt, die als 25-kg Sackware auf die Baustelle geliefert werden kann. Dort erfolgt dann lediglich noch das Anmischen mit Wasser nach einer genau definierten Prozedur.

## 2.3 Herstellung von TRC

Der Verbundbaustoff Textilbeton kann auf verschiedene Art und Weise hergestellt werden. Grundsätzlich wurden bisher drei Methoden erprobt: lagenweises Laminieren, Spritzen bzw. Sprühen und Injektion, wobei die dritte Variante derzeit nur untergeordnete Bedeutung hat. Beim Laminieren und Sprühen erfolgt der Schichtaufbau lagenweise, beginnend mit dem Auftrag von Feinbeton auf einen vorbereiteten Untergrund (**Abb. 4**). Beginnend mit einer ersten Schicht Feinbeton werden dann abwechselnd zuvor zugeschnittenes textiles Gelege und dünne Schichten Feinbetonmatrix eingebracht. Nach dem abschließenden Glätten erfolgt die Nachbehandlung analog zu herkömmlichen Betonarbeiten. Wird Textilbeton als Verstärkung eingesetzt, geht den beschriebenen Verfahren eine sorgfältige Untergrundvorbereitung durch Sandstrahlen zum Aufrauen des Untergrunds, das Entfernen von Staub und losen Betonteilchen sowie das Vornässen voraus.

## 3 Experimentelle Untersuchungen

Bevor ein neuer Baustoff in der Praxis einsetzbar ist, muss er sich im Experiment bewähren, sein Materialverhalten ist zu ergründen und Berechnungsmodelle sind zu entwickeln. Einige Forschungsergebnisse sollen hier kurz zusammengefasst werden, bevor in Abschnitt 4 ein Bemessungsmodell für die Biegeverstärkung mit TRC vorgestellt wird. Da der Fokus an der Technischen Universität Dresden auf der Tragfähigkeitssteigerung bestehender Stahlbetonkonstruktionen lag, wurden experimentell dementsprechend die am häufigsten auftretenden



Fotos: Silvio Weiland

Abb. 4: Aufbringen von TRC durch Sprühen zur Verstärkung einer Hyparschale [9]

den Belastungsszenarien Biegung, Querkraft- und Torsionsbeanspruchung sowie die Belastung von Stützen mit Normalkräften untersucht.

Bei Biegeverstärkungen wird Textilbeton in der Zugzone appliziert. Die Feinbetonschichten sind dabei nur wenige Millimeter dick, wobei die gesamte

Schichtdicke von der Anzahl der Textillagen abhängig ist. Das Potential von Verstärkungen mit TRC konnte in zahlreichen Experimenten eindrucksvoll nachgewiesen werden ([6], [10], [11]). Beispielhafte Ergebnisse sind in **Abb. 5** dargestellt. Hier konnte bei Verwendung verschiedener Textilien die Tragfähigkeit auf das Doppelte bis Dreifache der Referenzplatte gesteigert werden. Bemerkenswert ist auch das deutlich steifere Verhalten der Platte, was gerade bei Umnutzungen von Gebäuden und der damit einzuhaltenden Durchbiegung relevant ist.

Bei Deckenplatten werden vor allem die Biegetragfähigkeit und die Durchbiegungen durch eine Verstärkung positiv beeinflusst. Bei Balken und Plattenbalken ist aber oft auch die Querkrafttragfähigkeit kritisch, vor allem in Gebäuden aus der Anfangszeit des Stahlbetonbaus. Zur Verstärkung werden hier Textilien mit unter 45 Grad angeordneten Garnen verwendet. Dadurch erfolgt eine Anpassung der Bewehrung an den geeigneten Verlauf der Hauptzugspannungen (bzgl. der Bauteilachse) im Randbereich der Balken. Auch Verstärkungen, die am Steg des Plattenbalkens bzw. Balkens auf der Höhe der Unterkante der anschließenden Deckenplatte enden, führen nachweislich zu Traglaststeigerungen (**Abb. 6**, [12], [13], [14]). Ge-

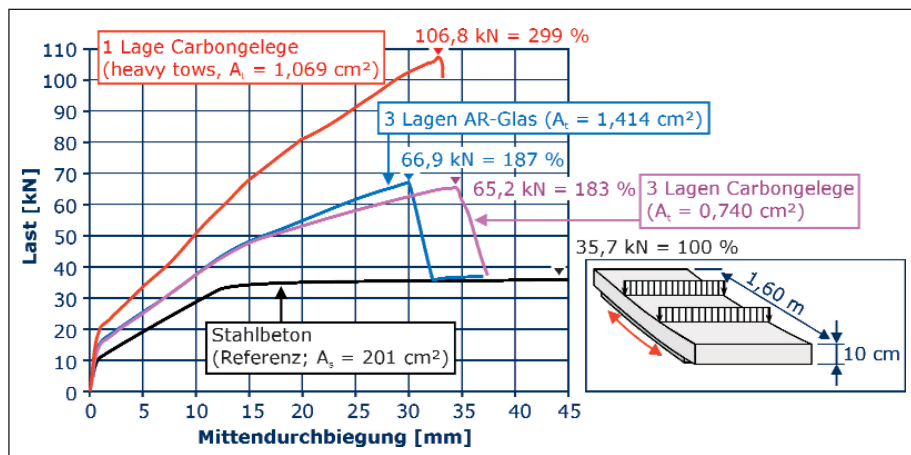


Abb. 5: Mögliche Laststeigerungen von Stahlbetonplatten durch verschiedene textile Gelege (aus [15])

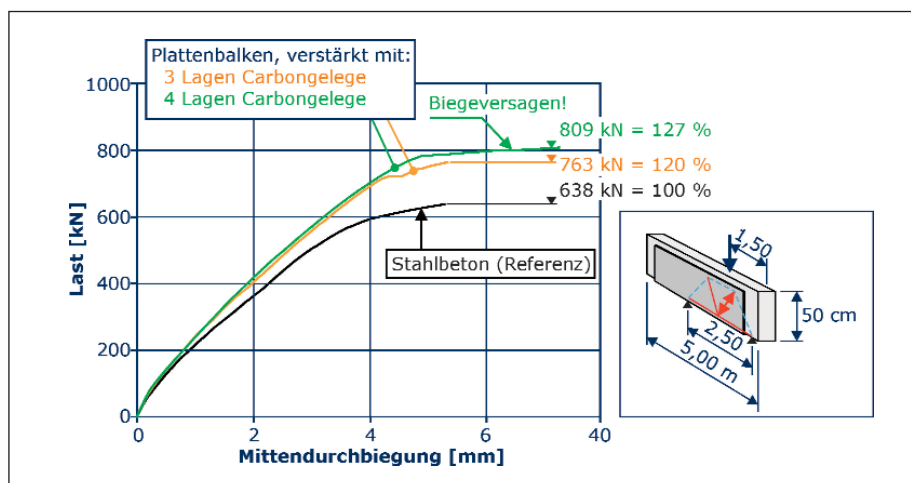


Abb. 6: Potenzial von TRC-Querkraftverstärkungen bei Stahlbetonbalken (aus [15])

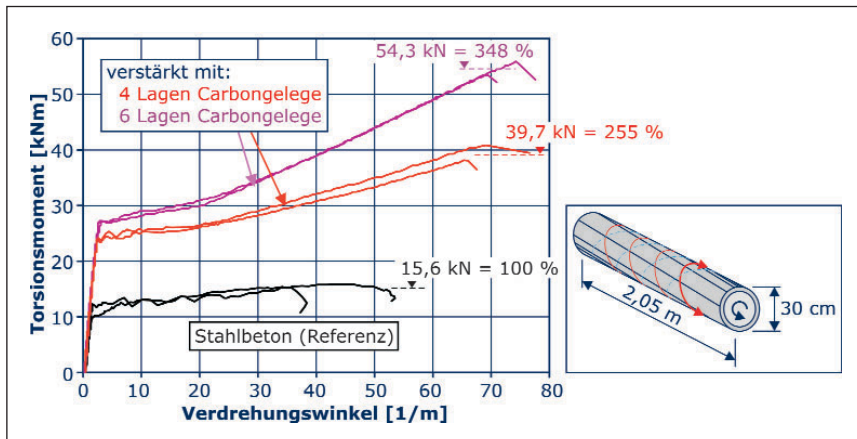


Abb. 7: Erhöhte Torsionstragfähigkeit von stabförmigen Bauteilen (nach [12], [16], [17])

genstand aktueller Forschungen ist das Verhalten von Stahlbetonplattenbalken mit Querkraftverstärkung aus Textilbeton unter Ermüdungsbeanspruchung.

Torsion tritt z. B. bei Randbalken, Stromleitungsmasten etc. auf und ist dort die maßgebende Beanspruchung. Deshalb wurde auch die Torsionstragfähigkeit von mit TRC verstärkten stabförmigen Bauteilen experimentell untersucht. In Abb. 7 sind exemplarische Versuchsergebnisse dargestellt. Außer der deutlichen Traglasterrhöhung sei insbesondere auf die geringere Verdrehung der ertüchtigten Stützen im Vergleich zur unverstärkten Referenz bei gleichem Lastniveau verwiesen [16], [17].

Auch als Verstärkung von Stützen hat sich der Textilbeton bewährt [18], [19]. So wurden beispielsweise bei zwei Meter hohen Stützen mit einer Schlankheit von 50 je nach Bewehrungsgrad schon mit zwei Lagen eines textilen Geleges aus AR-Glas Traglaststeigerungen zwischen 35 und 66 Prozent erzielt. In jüngster Vergangenheit fanden im Rahmen des SFB 528 auch Tests an großformatigen Stützen unter Druckbeanspruchung in einer 10-MN-Säulenprüfmaschine statt (Abb. 8, links, [20], [21]). Es wur-

den eine unverstärkte Referenzstütze aus Stahlbeton und zwei mit fünf Lagen Carbongelege verstärkte Bauteile untersucht. Erwartungsgemäß konnte die Traglast der verstärkten Stützen deutlich gesteigert werden. Beeindruckend war aber vor allem der deutlich duktilere Versagensmechanismus. Die Verstärkung mit Carbongelege und Feinbeton bewirkte, dass sich vor dem Versagen feine Risse gleichmäßig über den Umfang und die Höhe der Stütze verteilten, bevor die Maximallast erreicht wurde (Abb. 8, Mitte). Bei der reinen Stahlbetonstütze konzentrierte sich

die Schädigung auf den Kopfbereich des Bauteils (Abb. 8, links).

## 4 Bemessungsmodell für die Biegeverstärkung mit TRC

### 4.1 Materialkennwerte

Ziel der Bemessung von Bauteilen ist es, die Querschnittsabmessungen und die Bewehrungsmenge derart festzulegen, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine ausreichende Sicherheit gegen Querschnittsversagen vorliegt. Die Bemessung erfolgt nach dem Teilsicherheitskonzept. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit sollte die Tragfähigkeit des Querschnittes im Grenzzustand vollständig ausgeschöpft werden. Das wird entweder durch die maximale Ausnutzung der Betondruck-, der Textil- oder Stahlzugfestigkeit erreicht.

Für die Bemessung werden neben einem geeigneten Berechnungsverfahren die Eingangsgrößen für

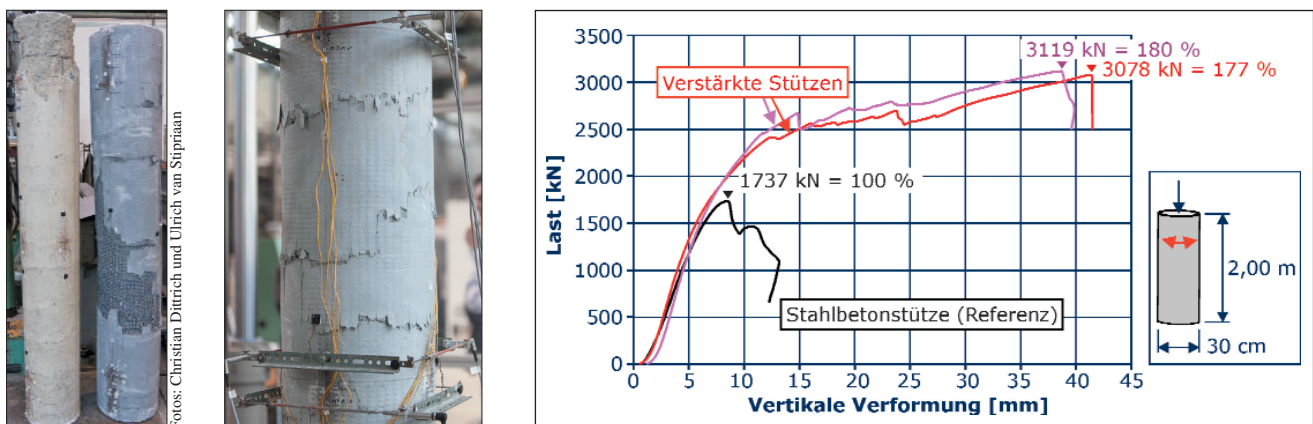


Abb. 8: Großmaßstäbliche Stützenversuche: links: verstärkte und unverstärkte Stützen nach dem Test; Mitte: fein, gleichmäßig verteilte Risse in der TRC-Verstärkungsschicht und rechts: Versuchsergebnisse

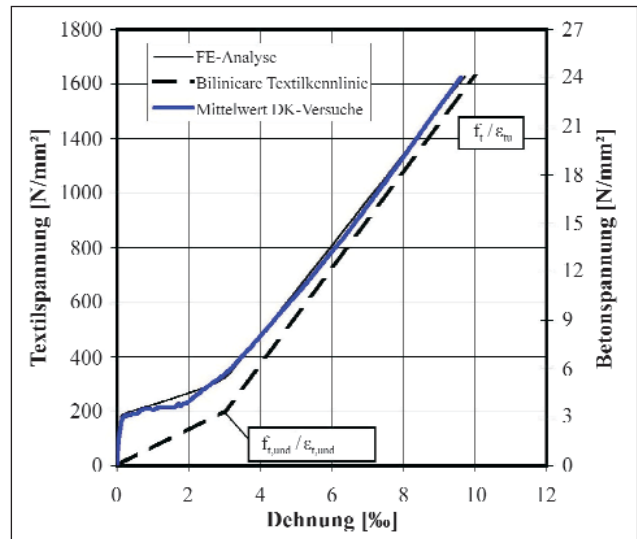
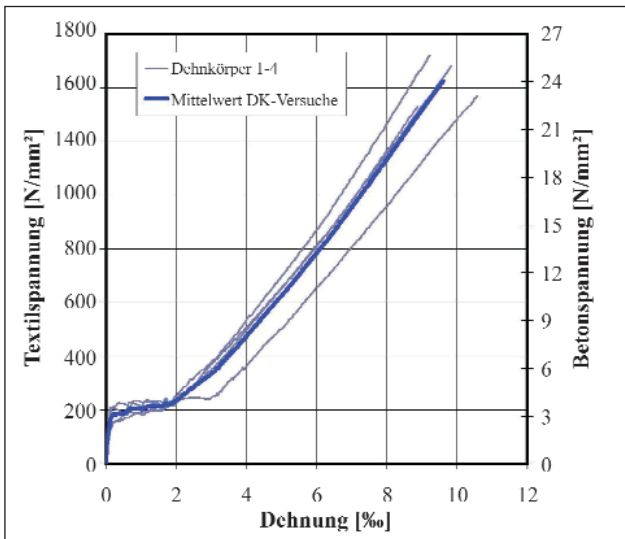


Abb. 9: Ermittlung der Textilkennlinie aus [11]  
 links: gemessene Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus einaxialen Zugversuchen  
 rechts: Ermittlung der bilinearen Textilkennlinie durch numerische Approximation der gemessenen Mittelwertskurve

die Materialparameter benötigt. Während diese Materialkennwerte für die üblichen Stahlbetonkomponenten Beton und Betonstahl in DIN 1045-1 genormt sind, existiert für TRC ein breites Spektrum möglicher Bewehrungsgeometrien in Kombination mit unterschiedlichen Fasermaterialien. Je nach Einsatzzweck ist eine spezielle Konfiguration des textilen Bewehrungsgeleges hinsichtlich der Fasermaterialien, Garnquerschnitte, Garnabstände, sowie der Orientierung der Garne im textilen Gelege möglich. Die geometrischen Größen beeinflussen die für die Bemessung benötigten Materialparameter ebenso wie die gewählten Materialien für die Feinbetonmatrix, die Fasern selbst und deren Beschichtung. Die resultierenden Materialparameter können aus diesem Grund nicht allgemeingültig für alle Arten von TRC angegeben werden, sondern sind für jede Textilkonfiguration separat zu ermitteln. Für ein speziell für die Biege- und Stützenverstärkung optimiertes Textil aus Carbon Fiber Heavy Tows (CFHT) mit einer Feinheit von ca. 3.500 tex, werden die bemessungsrelevanten Materialkennwerte im Rahmen des derzeit laufenden Zulassungsverfahrens „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für ein Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Tudalit® (Textilbewehrter Beton)“ ermittelt.

Die Bestimmung der Arbeitslinie eines Dehnkörpers aus TRC (siehe Abb. 9, links) erfolgt dabei anhand von einaxialen Zugversuchen nach [22], da sich die Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines im Feinbeton eingebundenen Textils deutlich von der Arbeitslinie eines einzeln betrachteten Filamentgarne unterscheidet. So weisen Textilien im Beton geringere Zugfestigkeiten als Einzelgarne auf. Ursache dafür können z. B. die Schädigung von Filamenten bei der Textilerstellung und während der Rissbildung des Betons sowie ungleiche Belastungen der Garne im Textil sein.

Für die Berechnung von biegebeanspruchten Bauteilen wird – analog zum Bewehrungsstahl – eine Textilkennlinie benötigt, die für ein homogenes Material mit einem gleichmäßig beanspruchten, unter Belastung unveränderlichen Querschnitt gilt. Effekte wie z. B. ungleiche Beanspruchung von Filamenten und Schädigung von Garnen während der Betonrissbildung werden mit der gesuchten Textilkennlinie verschmiert berücksichtigt. Untersuchungen [23], [11] haben gezeigt, dass das Materialverhalten von TRC bei der Biegebemessung unter Verwendung einer bilinearen Textilkennlinie gut abgebildet werden kann. Die Bestimmung dieser Kennlinie kann derzeit nur indirekt erfolgen. Mithilfe z. B. einer FE-Analyse kann aus dem gemessenen mittleren Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie der einaxialen Zugversuche die Textilkennlinie iterativ ermittelt werden (Abb. 9, rechts). Damit sind Berechnungen von verstärkten Stahlbetonplatten mit einer Textilarbeitslinie ohne zugversteifenden Einfluss des Feinbetons möglich.

#### 4.2 Berechnungsverfahren ohne Berücksichtigung der Vorbelastung

Basierend auf der Stahlbetonbemessung nach DIN 1045-1 wurde von Laïssoub [24] für TFC®-Gewebe und später von Bösch [23] für textilbewehrten Beton ein additives Berechnungsmodell für verstärkte Stahlbetonbauteile entwickelt. Das zu erwartende Bruchmoment bzw. die erforderliche Textilfläche werden dabei iterativ ermittelt. Dehnungs- und Spannungszustände des vorbelasteten unverstärkten Bauteils vor dem Aufbringen der Verstärkung sind hierin noch nicht berücksichtigt.

Es existieren weiterhin einfache überschlägige Berechnungen zum Abschätzen der Tragfähigkeit

von verstärkten Bauteilen. Solche sind beispielsweise in [7] und [10] dokumentiert. Im Unterschied zu einer herkömmlichen Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit liegt bei Verstärkungsmaßnahmen eine Stahlbewehrung bereits vor und ist bei der Ermittlung der erforderlichen textilen Bewehrung zu berücksichtigen.

Für das Berechnungsverfahren nach Bösche [23] werden folgende Annahmen bzw. Vereinfachungen getroffen:

- Lineare Dehnungsverteilung über den Querschnitt und dessen Ebenbleiben unter Beanspruchung (Hypothese von Bernoulli) bei gleichzeitiger Vernachlässigung der Schubverformungen. Äquidistante Querschnittsfasern (im Bezug zur Nulllinie) erfahren unabhängig vom Material gleiche Dehnungen. Die Berechnungsmethode ist damit auf schlanke Bauteile beschränkt.
- Die Betrachtung erfolgt am gerissenen Betonquerschnitt und unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeiten. Zugkräfte werden allein durch den Bewehrungsstahl und das Textil aufgenommen.

Als Eingangsgrößen dienen die idealisierten Materialkennlinien gemäß **Abb. 10** und **Abb. 11** für Beton (aufbauend auf [25]) und die Bewehrung [11]). Für die Betonkennlinie kommt das Parabel-Rechteck-Diagramm, für den Stahl und das Textil je bilineare Arbeitslinien zum Einsatz.

Ein Querschnitt hat die maximale Tragfähigkeit erreicht, wenn entweder die Grenzdehnung des Altbetons  $\epsilon_{cu}$  (Druckversagen), des Stahls  $\epsilon_{su}$  oder des Textils  $\epsilon_{tu}$  (Zugversagen) erreicht ist. Jede das Versagen beschreibende Dehnungsebene wird aus mindestens einer der Grenzdehnungen gebildet. Es wird diejenige Dehnungsverteilung ermittelt, bei der

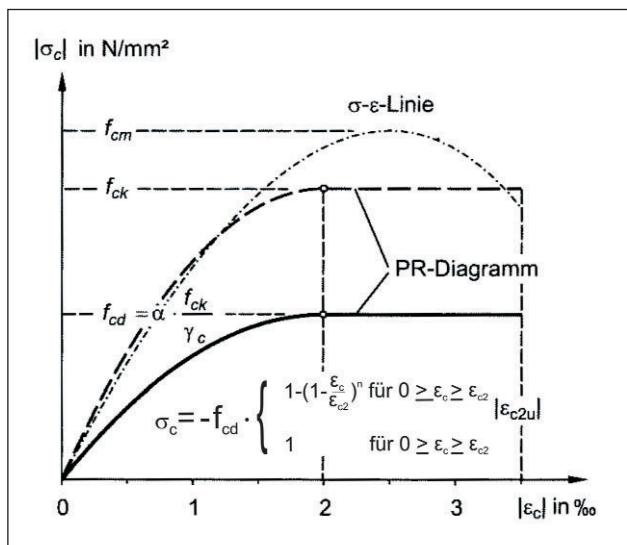


Abb. 10: Materialkennlinie (Alt-)Beton

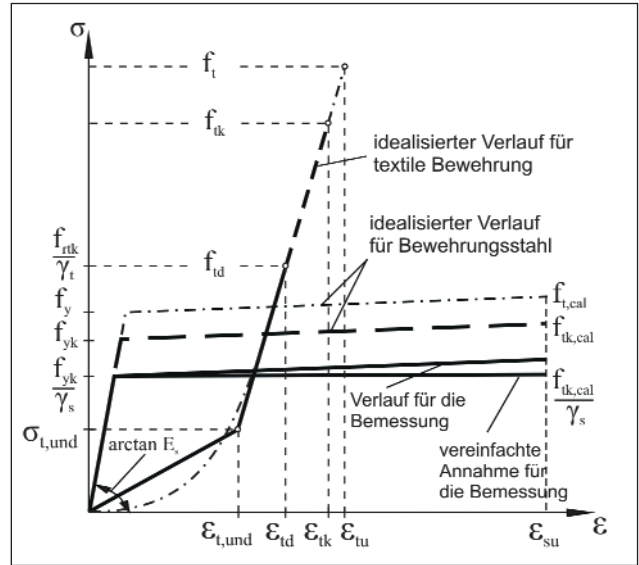


Abb. 11: Materialkennlinien für Stahl und Textil

die äußeren Schnittgrößen mit den inneren Schnittkräften unter Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrungsmengen im Gleichgewicht stehen. Maßgebend wird letztendlich eine der maximal drei möglichen Grenzdehnungsebenen.

**Abb. 12** zeigt die inneren und äußeren Kräfte<sup>1</sup> sowie die Dehnungs- und Spannungsverläufe an einem verstärkten Balken mit Rechteckquerschnitt. Für das horizontale Kräfte- und Momentengleichgewicht in Höhe der Stahlzugbewehrung gelten damit die Gleichungen (1) und (2).

$$N_{Ed} = F_{td} + F_{s1d} - F_{s2d} - F_{cd} \quad (1)$$

$$\rightarrow F_{td} = N_{Ed} - F_{s1d} + F_{s2d} + F_{cd}$$

$$M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = F_{td} \cdot z_{ts1} + F_{s2d} \cdot z_{s1s2} + F_{cd} \cdot z_s \quad (2)$$

$$\rightarrow F_{td} = \frac{M_{Eds1d} - F_{s2d} \cdot z_{s1s2} - F_{cd} \cdot z_s}{z_{ts1}}$$

Die Definition der Größen

$N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $N_{Eds1}$ ,  $M_{Eds1}$ ,  $z_{s1}$ ,  $z_{s2}$ ,  $h$ ,  $h_t$ ,  $b$ ,  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_s$ ,  $d_t$ ,  $z_s$ ,  $z_t$ ,  $z_{ts1}$ ,  $z_{s1s2}$ ,  $z_{cs2}$  ist **Abb. 12** und z. B. [25] zu entnehmen. Des Weiteren sind:

$F_{td}$ ,  $F_{s1d}$ ,  $F_{s2d}$ ,  $F_{cd}$  Innere Kräfte der Textil-, Stahlzug- und -druckbewehrung, Beton

$\sigma_{csd}$ ,  $\sigma_{s2d}$ ,  $\sigma_{s1d}$ ,  $\sigma_{td}$  Beton-, Stahldruck-, Stahlzug- und Textilspannungen sowie

<sup>1</sup> Vorzeichendefinition: Alle inneren Kräfte und äußere Schnittgrößen wirken positiv in die auf Abb. 12 dargestellte Richtung. Druckspannungen erhalten ein negatives, Zugspannungen ein positives Vorzeichen.

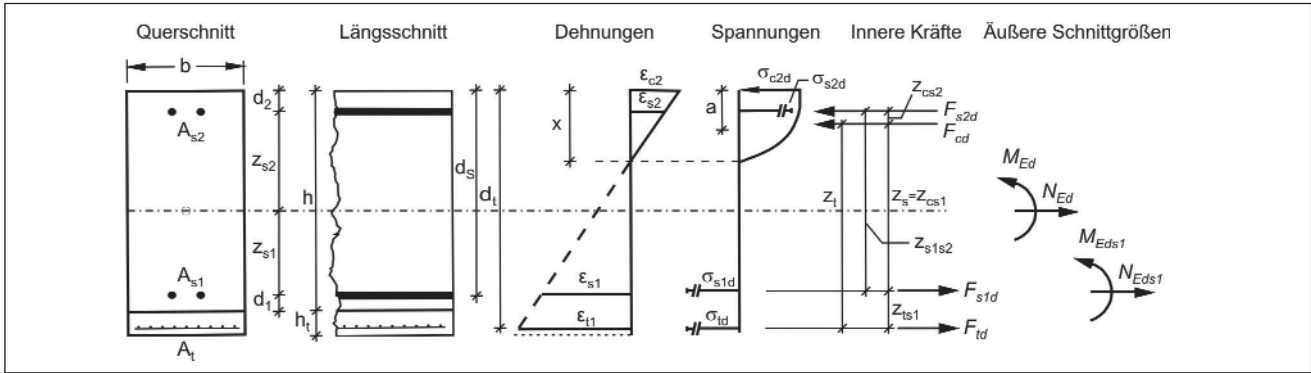


Abb. 12: Dehnungen, Spannungen, innere und äußere Kräfte an einem verstärkten Querschnitt (aus [11])

$\epsilon_{c2}$ ,  $\epsilon_{s2}$ ,  $\epsilon_{s1}$ ,  $\epsilon_{t1}$  Dehnungen in Höhe des Betonrandes, der Stahldruck-, Stahlzug- und Textildbewehrung des verstärkten Querschnittes.

hängigkeit von der zu verwendenden textilen Bewehrung aufgestellt werden.

### 4.3 Erweiterung zur Berücksichtigung einer Vorbelastung

Aus den bisherigen Betrachtungen wird deutlich, dass für die Bestimmung der fünf unbekanntnen Größen ( $F_{td}$ ,  $F_{s1d}$ ,  $F_{s2d}$ ,  $F_{cd}$ ,  $z_s$ ) zunächst nur die beiden Gleichungen (1) und (2) zur Verfügung stehen. Eine eindeutige Lösung ist nur durch Einführung von drei weiteren Bedingungen möglich. Somit wird die Beschreibung der linearen Dehnungsebene mit den vier unabhängigen Größen  $\epsilon_{c2}$ ,  $\epsilon_{s2}$ ,  $\epsilon_{s1}$ ,  $\epsilon_{t1}$  erforderlich. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird definitionsgemäß entweder der Grenzwert der Zugdehnung für die Stahl- oder die textile Bewehrung  $\epsilon_{su}$  bzw.  $\epsilon_{tu}$  oder der Grenzwert der Betonstauchung in der Betondruckzone  $\epsilon_{c2u}$  erreicht. Mit dieser Annahme und den beiden geometrischen Abhängigkeiten nach Gl. (3) und (4) wird die Dehnungsverteilung und damit das Berechnungsergebnis eindeutig festgelegt.

Das im vorangegangenen Abschnitt vorgestellte Berechnungsmodell wurde von Frenzel und Curbach [11] für die Berücksichtigung einer Belastung des Stahlbetonbauteils vor dem Aufbringen der TRC-Verstärkung erweitert. Dazu werden die Dehnungswerte des vorbelasteten Querschnitts  $\epsilon_{c2o}$ ,  $\epsilon_{s2o}$ ,  $\epsilon_{s1o}$ ,  $\epsilon_{t1o}$  gemäß **Abb. 13** eingeführt.

Es sind:

$$\epsilon_{t1} = \epsilon_{s1} + (\epsilon_{s1} - \epsilon_{c2}) \cdot z_{ts1} / d_s \quad (3)$$

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{c2} + (\epsilon_{s1} - \epsilon_{c2}) \cdot d_2 / d_s \quad (4)$$

$\epsilon_{c2o}$ ,  $\epsilon_{s2o}$ ,  $\epsilon_{s1o}$ ,  $\epsilon_{t1o}$  Dehnungen in Höhe des Betonrandes, der Stahldruck-, Stahlzug- und vorgesehenen Textildbewehrung des unverstärkten Querschnittes sowie

$\Delta\epsilon_{c2}$ ,  $\Delta\epsilon_{s2}$ ,  $\Delta\epsilon_{s1}$ ,  $\Delta\epsilon_{t1}$  Dehnungszuwächse infolge zusätzlicher Lasten in Höhe des Betonrandes, der Stahldruck-, Stahlzug- und Textildbewehrung.

Die Dehnungen  $\epsilon_{c2o}$ ,  $\epsilon_{s2o}$ ,  $\epsilon_{s1o}$ ,  $\epsilon_{t1o}$  des unverstärkten Querschnitts können aus den wirkenden

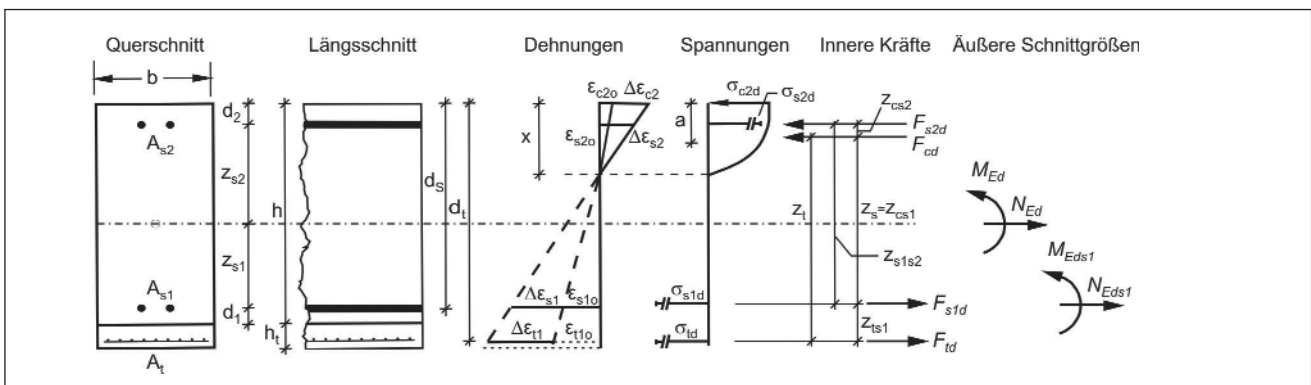


Abb. 13: Dehnungen, Spannungen, innere und äußere Kräfte an einem verstärkten Querschnitt (aus [11])

Schnittgrößen und vorhandenen Bewehrungsflächen ermittelt werden.  $\epsilon_{t10}$  ist die fiktive Dehnung des unverstärkten Querschnittes in Höhe der aufzubringenden textilen Bewehrung. Sie wird über Gleichung (5) ermittelt. Für die Dehnungen des verstärkten Querschnitts gelten die Formeln (6) bis (8). Die Dehnungsebene und die zugehörigen inneren Kräfte des Querschnittes können mit dem im vorangegangenen Abschnitt vorgestellten Berechnungsverfahren unter Berücksichtigung von  $\epsilon_{t10}$  bestimmt werden.

$$\epsilon_{t10} = \epsilon_{s10} + (\epsilon_{s10} - \epsilon_{c20}) \cdot z_{ts1} / d_s \quad (5)$$

$$\epsilon_{c2} = \epsilon_{c20} + \Delta\epsilon_{c2} \text{ mit } \epsilon_{c2} \geq \epsilon_{c2u} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s2} &= \epsilon_{s20} + \Delta\epsilon_{s2} \text{ mit } \epsilon_{s2} \leq \epsilon_{su} \text{ bzw.} \\ \epsilon_{s1} &= \epsilon_{s10} + \Delta\epsilon_{s1} \text{ mit } \epsilon_{s1} \leq \epsilon_{su} \end{aligned} \quad (7)$$

$$\epsilon_t = \epsilon_{t10} + \Delta\epsilon_{t1} \text{ mit } \Delta\epsilon_{t1} \leq \epsilon_{tu} \quad (8)$$

#### 4.4 Bemessungsverfahren

Als Grundlage der Bemessung dient das oben vorgestellte Berechnungsverfahren unter Ansatz der Bemessungswerte für die Einwirkungen und Materialkenngrößen. Für Beton und Stahl kann hierzu auf genormte Werte aus DIN 1045-1 zurückgegriffen werden.

Für die TRC-Verstärkungsschicht werden die Materialkenngrößen, wie im Abschnitt 4.1 beschrieben, für das jeweilige textile Gelege aus einaxialen Zugversuchen ermittelt. Diese Versuche liefern zunächst einen Mittelwert  $f_m$  der Zugfestigkeit der textilen Bewehrung. Dieser Wert allein ist jedoch noch nicht ausreichend für eine Bemessung. Bei einer ausreichenden Stichprobenmenge (= Versuchsanzahl) kann aus den gemessenen Zugfestigkeiten eine Verteilungsfunktion und damit durch statistische Auswertung der charakteristische Wert der textilen Zugfestigkeit  $f_{tk}$  bestimmt werden, welcher in der Regel als 5%-Fraktilwert festgelegt ist.

Der letztendlich für die Bemessung maßgebende Bemessungswert der Zugfestigkeit der textilen Bewehrung  $f_{td}$  bestimmt sich definitionsgemäß unter Anwendung eines textilspezifischen Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_t$  nach Gleichung (9).

$$f_{td} = \frac{f_{tk}}{\gamma_t} \quad (9)$$

Als ersten Anhaltspunkt für einen Teilsicherheitsfaktor für textilbewehrten Beton hatten Curbach et. al [26] vorerst einen Teilsicherheitsbeiwert von maximal 2,2 vorgeschlagen – mit der Anmerkung, dass dieser unter Berücksichtigung weiterer, bis dato unbekannter Faktoren noch verringert werden könne.

Verglichen mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Beton von 1,5 erschien Curbach et. al [26] ein Sicherheitsbeiwert von 1,7 plausibel.

Bei verschiedenen bisher ausgeführten Pilotprojekten ([9], [10], [27]) wurde bei der Beantragung der Zustimmung im Einzelfall ein Sicherheitsbeiwert von 2,1 gefordert. Dieser Wert basiert auf Erfahrungswerten von anderen faserbewehrten Werkstoffen (kein Textilbeton), da zu diesem Zeitpunkt noch keine ausreichenden statisch abgesicherten Daten über die Streuung der Festigkeitseigenschaften der dort verwendeten textilen Bewehrungen vorlagen.

Aktuelle statistische Auswertungen an mittlerweile weiter entwickelten textilen Bewehrungen haben gezeigt, dass der Wert 2,1 zu hoch angesetzt ist und bestätigen eher die Vermutungen von Curbach et. al. [26]. Hegger et al. [28] schlagen für die im SFB 532 in Aachen untersuchten Textilbetone einen einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 vor. An der TU Dresden wurde von Sickert et al. [29] ein Verfahren zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten für beliebige textile Strukturen entwickelt, mit welchem auf der Basis der Zuverlässigkeitstheorie I. Ordnung beispielhaft für zwei verschiedene textile Strukturen, welche eine vergleichsweise große Stichprobenanzahl aufwiesen, Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt wurden.

Die Größe der Teilsicherheitsbeiwerte, welche aus einer messtechnisch erfassten Stichprobenmenge ermittelt werden, sind dabei nicht nur von dem nach gültigen Normen erforderlichen Sicherheitsindex  $\beta = 3,8$  abhängig, sondern ebenfalls vom Typ der Verteilungsfunktion, dem charakteristischen Wert der Festigkeitsgröße sowie den Sensibilitätsfaktoren  $\alpha_i$ . Während die drei erstgenannten Punkte für TRC unter Beachtung der vorhandenen Unschärfe festgelegt werden können, hängen die Faktoren  $\alpha_i$  auch von den statistischen Werten der übrigen Zufallsvariablen eines Bemessungsmodells ab. Die von Sickert et. al. [29] ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte repräsentieren konservative Werte, da mit dem Sensibilitätsfaktor  $\alpha = 1$  der volle Sicherheitsabstand dem Textil zugewiesen wurde. Zum Vergleich sind an anderer Stelle, z. B. bei Beton, Sensibilitätsfaktoren von 0,8 bis 0,85 üblich.

Die Untersuchungen haben eine deutliche nichtlineare Abhängigkeit der Sicherheitsfaktoren vom Variationskoeffizienten gezeigt. Demnach sind textile Strukturen nur effizient als Bewehrungsmaterial einsetzbar, wenn die Materialstreuung unter einem Grenzwert von  $v = 0,12$  bleibt. Es konnte gezeigt werden, dass diese Anforderung mit der Entwicklung der neuen Generation textiler Strukturen [30]), wie beispielsweise der Struktur, welche im Rahmen des Zulassungsverfahrens Tudalit® derzeit umfassend geprüft wird, erfüllt wird.



Für das sich im Zulassungsverfahren befindliche Carbontextil aus CFHT ergeben sich basierend auf den bisher vorhandenen Versuchsdaten für die Kettfadenrichtung (= Haupttragrichtung) unter Verwendung der von Sickert et al. [29] angegebenen Berechnungsansätze Sicherheitsbeiwerte in einem Intervall von  $\gamma = [1,20; 1,42]$  im günstigsten bzw. ungünstigsten Fall. Diese Ungewissheit resultiert aus dem Einfluss der Verteilungsfunktion und der Möglichkeit unterschiedlicher Kombinationen derer Parameter Mittelwert und Varianz. Mit einer Vergrößerung des Stichprobenumfanges durch weitere Zugversuche kann dieses Intervall weiter eingegrenzt werden. Vergleichend hierzu wurde von Sickert et al. [29] für ein beschichtetes AR-Glastextil mit 1.200 tex in der Kettfadenrichtung ein Intervall für  $\gamma = [1,33; 1,64]$  ermittelt.

Die vorgenannten Sicherheitsbeiwerte wurden für eine statische Kurzzeitbelastung ohne Berücksichtigung geometrischer Einflüsse ermittelt. Für die Ermittlung zuverlässiger, integraler Sicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite sind demnach die Erfassung der Dauerbelastungen und Geometrieunschärfen bzw. Modellunsicherheiten erforderlich. Ähnliches gilt für Effekte aus dynamischer Beanspruchung, die Gegenstand laufender Forschungsarbeiten sind.

Einflüsse aus Langzeiteinwirkungen können, ähnlich der Vorgehensweise beim Bemessungswert für die Betonfestigkeit  $f_{cd}$  nach DIN 1045-1, durch Einführung eines Abminderungsbeiwertes  $\alpha_1$  in Gleichung (9) Berücksichtigung finden (Gleichung (10)).

$$f_{td} = \alpha_1 \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_t} \quad (10)$$

Für das Material AR-Glas ist allgemein bekannt, dass es eine Abhängigkeit zwischen der Lebensdauer und dem aufgetragenen Lastniveau gibt. Kriechversuche (Zugversuche unter Dauerlast) an Textilien aus AR-Glasfasern haben gezeigt, dass Probekörper mit einem Lastniveau bis 60 Prozent der Kurzzeitfestigkeit der Dauerlast standhalten und ab einem Lastniveau von 80 Prozent definitiv zum Versagen führen [31]. Die tatsächliche Dauerstandfestigkeit liegt in dem Bereich zwischen diesen Werten, kann mithilfe von Kriechversuchen jedoch nicht genauer ermittelt werden. Dazu sind andere Untersuchungsverfahren erforderlich. Untersuchungen von Butler [32] ergaben, dass die Schlichte (bzw. eine Beschichtung) gegenüber der Glaskorrosion in alkalischem Milieu eine Schutzfunktion hat. Auf der sicheren Seite liegend sollte der  $\alpha$ -Wert für Glasfaserbewehrungen zunächst mit einem Wert von 0,6 angesetzt werden. Eine spätere Erhöhung dieses Wertes nach Vorliegen weiterer Untersuchungsergebnisse wird an dieser Stelle nicht ausgeschlossen.

Aufgrund dieser Tatsache sowie der an sich höheren Tragfähigkeit von Carbon gegenüber Glas liegt das Hauptaugenmerk für die praktische Anwendung auf der Verwendung von Carbonfasern für textile Bewehrungsstrukturen. Für dieses Material ist bekannt, dass das Langzeitverhalten deutlich günstiger ist als bei AR-Glas. Untersuchungen zur Langzeitwirkung an Carbontextilien sind Gegenstand der Versuche im laufenden Verfahren der Beantragung einer Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung, so dass hierfür zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch kein  $\alpha_1$ -Wert angegeben werden kann. Ob dieser in der Nähe von 1,0 liegen wird, werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zeigen. Erste Tastversuche lassen diesbezüglich positive Ergebnisse erwarten.

Unter Kenntnis der Bemessungswerte der Zugfestigkeit der textilen Bewehrung  $f_{td}$  können unter Verwendung des in den Abschnitten 4.2 und 4.3 vorgestellten Rechenverfahrens tabellarische Bemessungshilfen (Bemessungstabellen) für textilbetonverstärkte Bauteile unter Biegebeanspruchung aufgestellt werden. Die Vorgehensweise hierzu ist ähnlich der Vorgehensweise im Stahlbetonbau, jedoch mit Erweiterung für eine zusätzliche Zugbewehrung, möglich und wird in [11] detailliert beschrieben. Laïssoub [24] wählte für die Verstärkung mit TFC®-Gewebe eine ähnliche Herangehensweise.

Ein Abdruck von Bemessungstabellen ist erst sinnvoll, wenn die o.g. Eingangswerte für die Bemessungswerte der Zugfestigkeit der textilen Bewehrung  $f_{td}$  vollständig bekannt sind. Frenzel und Curbach [11] zeigen beispielhaft für ein Carbontextil, welches in Biegeversuchen verwendet wurde, dass dies möglich ist.

Nach Abschluss der entsprechenden statistischen Auswertungen zur Dauerstandfestigkeit sowie zu den Sicherheitsfaktoren mit einer vergrößerten Datenbasis ist eine das gesamte Konzept umfassende Veröffentlichung geplant. Auf der Basis der jetzt vorliegenden Rechenergebnisse und unter Berücksichtigung der oben genannten Randbedingungen wird für textilbewehrten Beton ein Sicherheitsfaktor von  $\gamma_t = 1,7$  vorgeschlagen.

## 5 Praktische Anwendungen von Textilbeton

Ohne die gebaute Umwelt ist unser heutiges Leben nicht denkbar. Wohnen, Arbeiten, Verkehr, Versorgung – alles das ist ohne Bauwerke und Straßen unmöglich. Allerdings muss der Baubestand

auch gepflegt und erhalten werden, denn ein ständiger Neubau wäre weder finanziell möglich noch ökologisch vertretbar. Allerdings ist seit einiger Zeit ein ständiges Ansteigen der zu bewältigenden Lasten zu verzeichnen, im Brückenbau z. B. aufgrund des gesteigerten Verkehrsaufkommens und der höheren Achslasten. Deshalb liegt der Schwerpunkt der TU Dresden bei der praktischen Anwendung des TRC bei leichten, tragfähigen Verstärkungen bestehender Bauteile [7].

Neben kleineren Verstärkungsmaßnahmen sind vor allem drei größere Projekte erwähnenswert. Die erste Bewährungsprobe für Textilbeton war die Sanierung einer ca. fünfzig Jahre alten Hyparschale in Schweinfurt, die eine maximale Spannweite von ca. 39 Metern hat ([9] und **Abb. 4**). Die in weiten Bereichen nur acht Zentimeter dicke Stahlbetonschale musste dringend instand gesetzt und ertüchtigt werden. Weder die teilweise beträchtliche Dachneigung noch die zu erwartenden hohen Temperaturen auf der Dachoberseite stellten ein Problem für das neue Verfahren dar. Weitere Vorteile waren das geringe Zusatzeigengewicht der lediglich 1,5 Zentimeter starken Verstärkungsschicht und ihre Fähigkeit, verschieden gerichtete Kräfte in der Schalensfläche aufnehmen zu können. Keines der anderen üblichen Verstärkungsverfahren hätte diese Vorteile in sich vereinigen können.

Im vergangenen Jahr stand eine weitere außergewöhnliche Baumaßnahme an. In Zwickau sollte eine historische, denkmalgeschützte Tonnenschale (Baujahr 1903) erhalten werden [27]. Entsprechend hoch waren die Anforderungen der Planer, Denkmalschützer und Nutzer. Vor allem sollte die Geometrie der Tonnenschale weitestgehend erhalten werden. Wie schon in Schweinfurt konnte außer Textilbeton keine der herkömmlichen Verstärkungsmethoden alle Randbedingungen erfüllen. Durch die Flexibilität der Bewehrung konnten sowohl die Schalenaußen- und -innenseite als auch die Unterseite und die Seitenflächen der geschwungenen Unterzugstege mit geringstem maschinellen Aufwand vorwiegend per Hand saniert und ertüchtigt werden (**Abb. 14**).



(Foto: Harald Michler)



(Foto: Ullrich van Stipriaan)

**Abb. 15:** TRC für neue Bauteile; oben: Brücke in Kempten, unten: Textilbetonfassade an der TU Dresden

TRC ist aber nicht nur bei Sonderbauwerken eine konkurrenzfähige Alternative. Beispielsweise war diese Methode bei der Biegeverstärkung von 2.200 Quadratmeter Deckenplatten in einem mehrgeschossigen Geschäftsgebäude konkurrenzlos und wurde erfolgreich verwirklicht.

Neben der bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung kann Textilbeton auch bei neuen Bauteilen angewendet werden. Leichte Brücken und Fassadenplatten sind z. B. viel versprechende Anwendungsfelder [33], [34], [35], [36], [37]). **Abb. 15** zeigt zwei Beispiele. Oben ist eine Segmentbrücke über die Rottach in Kempten abgebildet. Bei ca. 18 Meter Spannweite beträgt die Regeldicke der Segmente lediglich drei Zentimeter. Darunter ist die Fas-



Fotos: Enrico Lorenz

**Abb. 14:** Verstärkung eines Tonnengewölbes; links: schadhaftes Gewölbe vor der Sanierung; Mitte: Einbetten des Carbonegeleges in die Feinbetonschicht; rechts: Tonnenschale nach der Instandsetzung

sade des Alfred-Hütter-Labors der TU Dresden zu sehen, die aus leichten TRC-Fassadenelementen der Firma Heringbau errichtet wurde.

## 6 Ausblick

Beton und Leichtigkeit – Textilbeton ist eine Möglichkeit, diesen scheinbaren Widerspruch aufzulösen. An der TU Dresden wird nunmehr seit über 15 Jahren – maßgeblich gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG – an diesem innovativen Hochleistungs-Verbundwerkstoff geforscht. Textilbeton steht für Leichtigkeit, Flexibilität, Formbarkeit und ungewöhnliche Lösungen. Er hat Potenzial bei der Bauwerkserhaltung, aber auch beim Neubau.

Forschung und Anwendung von Textilbeton werden auch in Zukunft ein Schwerpunkt der Arbeiten am Institut für Massivbau der TU Dresden sein. Schon jetzt werden weitere interessante Projekte bearbeitet und geplant, z. B. die Entwicklung und Gestaltung einer textilbewehrten Schalenkonstruktion für ressourcenschonende Gebäude unter dem Blickwinkel der Nachhaltigkeit.

Es werden aber auch weitere Ansätze verfolgt, um den Betonleichtbau voranzutreiben. Mit besonderem Interesse werden die Ergebnisse des DFG-Schwerpunktprogramms „Leicht Bauen mit Beton“ verfolgt werden. Ziel dieses fächer- und standortübergreifenden Programms ist es, einen Paradigmenwechsel im Bauen einzuleiten: weg vom massiven Bau – hin zum leichten Bauen mit Beton als Standard im „alltäglichen“ Bauen und nicht nur als Sonderlösung bei herausragenden Einzelprojekten.

## 7 Literatur

- [1] Ramm, W.: Über die faszinierende Geschichte des Betonbaus. In: Gebaute Visionen. 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 1907-2007, Beuth Verlag GmbH Berlin · Wien · Zürich, 2007, S. 27-130.
- [2] Stiglat, K. (Hrsg.): Bauingenieure und ihr Werk. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2004.
- [3] Rienecker, F.; Maier, G.: Lexikon zur Bibel. Brockhaus Verlag Wuppertal, 6. Auflage 2006.
- [4] Homepage des SFB 528: <http://sfb528.tu-dresden.de/> (abgerufen am 20.07.2011).
- [5] Homepage des SFB 532: <http://www.imb.rwth-aachen.de/sfb-53/> (abgerufen am 20.07.2011).
- [6] Weiland, S.; Curbach, M.: Interaktion gemischter Bewehrungen bei der Verstärkung von Stahlbeton mit textilbewehrtem Beton. In: Curbach, M.; Jesse, F. (Hrsg.): Textile Reinforced Structures: Proceedings of the 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4) und zur 1. Anwendertagung, Dresden, 3.-5.6.2009. SFB 528, TU Dresden : Eigenverlag, 2009, S. 553-564 – ISBN 978-3-86780-122-5 RN: urn:nbn:de:bsz:14-ds-1244051366655-25294.
- [7] Jesse, F.; Curbach, M.: Verstärken mit Textilbeton. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2010. Teil I, Berlin : Ernst & Sohn, 2009, S. 457-565.
- [8] <http://de.wikipedia.org/wiki/Haar>.
- [9] Curbach, M.; Hauptenbuchner, B.; Ortlepp, R.; Weiland, S.: Textilbewehrter Beton zur Verstärkung eines Hyperschalen-tragwerks in Schweinfurt. In: Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Nr. 6, S. 353-361 – doi: 10.1002/best.200700551
- [10] Schladitz, F.; Lorenz, E.; Curbach, M.: Biegetragfähigkeit von textilbetonverstärkten Stahlbetonplatten. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 6, S. 377-384 – doi: 10.1002/best.201100002
- [11] Frenzel, M.; Curbach, M.: Bemessungsmodell zur Berechnung der Tragfähigkeit von biegeverstärkten Stahlbetonplatten. In: Curbach, M. (Hrsg.); Ortlepp, R. (Hrsg.): Textilbeton in Theorie und Praxis: Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken (CTRS6), Berlin, 19.-20.09.2011, S. 381-399.
- [12] Curbach, M.; Scheerer, S.: Concrete light – possibilities and visions. In: Šrma, V. (Ed.): Presentations & Proceedings of the fib Symposium: „Concrete engineering for excellence and efficiency“, 8-10 June 2011 in Prague (Czech Republic), Vol. 1, Keynote Plenary Lectures, p. 29-44 – ISBN 978-80-87158-29-6.
- [13] Brückner, A.; Ortlepp, R.; Curbach, M.: Textile Reinforced Concrete for Strengthening in Bending and Shear. In: Materials and Structures 39 (2006) 8, S. 741-748 – doi: 10.1617/s11527-005-9027-2
- [14] Brückner, A.; Ortlepp, R.; Curbach, M.: Anchoring of shear strengthening for T-beams made of TRC. In: Materials and Structures 41 (2008), Nr. 2, S. 407-418 – doi: 10.1617/s11527-007-9254-9
- [15] Schladitz, F.; Brückner, A.; Ortlepp, R.; Curbach, M.: Shear force strengthening of large, reinforced concrete components using Textile Reinforced Concrete (TRC). In: CONCRETE SOCIETY (Hrsg.); GRCA (Hrsg.): Proceedings of the 18th Congress of the International Glassfibre Reinforced Concrete Association, Prag, 20.-23.04.2008. GRCA, c/o The Concrete Society, Century House, Telford Avenue, Growthorne RG45 6YS. – Book of Abstracts and CD-ROM – ISBN 978-1-904482-43-7
- [16] Schladitz, F.; Curbach, M.: Torsionsversuche an textilbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009) 12, S. 835-843 – doi:10.1002/best.200900043.

- [17] Schladitz, F.; Curbach, M.: Textilbewehrter Beton als Torsionsverstärkung. In: Curbach, M.; Jesse, F. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures: Proceedings of the 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4)* und zur 1. Anwendertagung, Dresden, 03.-05.06.2009. SFB 528, Technische Universität Dresden, D-01062 Dresden – ISBN, 2009, S. 421-432
- [18] Ortlepp, R.; Curbach, M.: Verstärken von Stahlbetonstützen mit textilbewehrtem Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Nr. 10, S. 681-689 – doi: 10.1002/best.200900034
- [19] Ortlepp, R.; Lorenz, A.; Curbach, M.: Umschnürungswirkung textilbewehrter Verstärkungen im Lasteinleitungsbe- reich von Stützen in Abhängigkeit von der Geometrie. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), Nr. 7, S. 490-500 – doi: 10.1002/best.201100018
- [20] Schladitz, F.; Hampel, T.; Ortlepp, S.; Scheerer, S.: Eine neue 10-MN-Prüfmaschine für großformatige Bauteile. In: *Bautechnik* 88 (2011), Nr. 3, S. 205-210 – doi: 10.1002/bate.201110021
- [21] Ortlepp, R.; Schladitz, F.; Curbach, M.: Textilbetonverstärkte Stahlbetonstützen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), Nr. 9, S. 640-648 – doi: 10.1002/best.201100017
- [22] Jesse, F.: *Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix*. Technische Universität Dresden : Eigenverlag, 2004 – Dissertation
- [23] Bösche, A.: *Möglichkeiten zur Steigerung der Biegetragfähigkeit von Beton- und Stahlbetonbauteilen durch den Einsatz textiler Bewehrungen – Ansatz für ein Bemessungsmodell*. Technische Universität Dresden : Eigenverlag, 2007 – Dissertation
- [24] Laïssoub, F.: *Die Bemessung von mit TFC-Gewebe verstärkten Betonbauteilen. Modellbetrachtungen auf der Basis von Versuchsergebnissen*. Technische Universität Darmstadt : Eigenverlag, 2004 – Dissertation
- [25] Zilch, K.; Zehetmaier, G. M.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. 1. Aufl., Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2006
- [26] Curbach, M.; Jesse, F.; Proske, D.: Partial Safety Factor for Textile Reinforced Concrete. In: Corotis, R.-B. (Hrsg.); Schueller G.-I. (Hrsg.); Shinozuka, M. (Hrsg.): *Structural Safety and Reliability: Proceedings of the 8th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 01)*, Newport Beach, California, USA, 17.6.-22.6.2001, A.A. Balkema Publishers, 2001, S. 63
- [27] Schladitz, F.; Lorenz, E.; Jesse, F.; Curbach M.: Verstärkung einer denkmalgeschützten Tonnenschale mit Textilbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009) 7, S. 432-437 – doi:10.1002/best.200908241.
- [28] Hegger, L.; Will, N.; Schneider, M.: Textilbeton: Tragverhalten – Bemessung – Sicherheit. In: Curbach, M. (Hrsg.); Ortlepp, R. (Hrsg.): *Textilbeton in Theorie und Praxis: Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken (CTRS6)*, Berlin, 19-20.9.2011, S. 269-284
- [29] Sickert, J.-U.; Schwiteilo, K.; Jesse, F.: Statistische Auswertung der Bruchspannung einaxialer Zugversuche an Textilbeton – Vorschläge für Teilsicherheitsbeiwerte. In: Curbach, M. (Hrsg.); Ortlepp, R. (Hrsg.): *Textilbeton in Theorie und Praxis: Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken (CTRS6)*, Berlin, 19.-20.09.2011, S. 141-155
- [30] Lorenz, E.; Ortlepp, R.; Hausding, J.; Cherif, C.: Effizienzsteigerung von Textilbeton durch Einsatz textiler Bewehrungen nach dem erweiterten Nähwirkverfahren. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), Nr. 1, S. 21-30 – doi: 10.1002/best.201000072
- [31] Ortlepp, S.; Jesse, F.: Experimental investigation of Static fatigue strength of textile reinforced concrete. In: Bramehuber, W. (Hrsg.); Hegger, J. (Hrsg.); Will, N. (Hrsg.): *Textile Reinforced Concrete: Proceedings of the 1st International RILEM Symposium (ICTRC 2006)*, Aachen, 6.-7.9.2006. Bagnex : RILEM, PRO 50, 2006, S. 131-140 – ISBN 2-912143-97-7
- [32] Butler, M.: *Zur Dauerhaftigkeit von Verbundwerkstoffen aus zementgebundenen Matrices und alkaliresistenten Glasfaser-Multifilamentgarnen*. Technische Universität Dresden : Eigenverlag, 2009 – Dissertation
- [33] Curbach, M.; Weiland, S.: Fertigteilterteilbrücke für die Landesgartenschau 2006 in Oschatz aus textilbewehrtem Beton. *Betonwerk + Fertigteilterteil-Technik* 70 (2004) 2, S. 102-103
- [34] Jesse, D.; Jesse, F.: Textile Reinforced Concrete for Lightweight Segmental Bridges with Post-Tensioning. In: 3rd International fib Congress, Washington, D.C., May 29 – June 2 2010.
- [35] Curbach, M.; Michler, H.; Weiland, S.; Jesse, D. *Textilbewehrter Beton – Innovativ! Leicht! Formbar!* In: *BetonWerk International* 11 (2008) 5, S. 62-72
- [36] Hegger, J.; Kulas C.; Raupach M.; Büttner T.: Tragverhalten und Dauerhaftigkeit einer schlanken Textilbetonbrücke. *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011) 2, S. 72-80 – doi: 10.1002/best.201000082
- [37] Hegger, J.; Kulas, Ch.; Horstmann, M.: Slender Façade Structure made of Textile Reinforced Concrete. In: Zingoni, A. (Hrsg.): *Advances and Trends in Structural Engineering, Mechanics and Computation (4th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC) Kapstadt 2010)*. London : Taylor & Francis Group, 2010. – ISBN 978-0-415-58472-2 (Buch + CD-ROM). S. 216 (Kurzfassung).

# Stahl- und Spannbetonkonstruktionen für Offshore-Windenergieanlagen

**Die Windverhältnisse auf offener See erfordern Tragwerke, denen Seegang und Strömung nichts anhaben können**

In Nord- und Ostsee sollen demnächst 25 Windparks errichtet werden. Deren Windenergieanlagen werden in Wassertiefen von bis zu 45 Metern stehen und stellen der Windverhältnisse auf der hohen See wegen eine nicht geringe Herausforderung auch an das Können der Tragwerksplaner und Konstrukteure dar. Neben der Wassertiefe sind vor allem Seegang, Strömung und die Bodenverhältnisse entscheidend für die Wahl der Tragkonstruktion. Bereits auf Grund der Windeinwirkungen sind die Tragwerke dynamisch hoch beansprucht. Wegen des Seegangs treten aber zusätzliche Lastwechselzahlen auf, weswegen neben den normalen maximalen Lasten die Ermüdungsbeanspruchungen von großer Bedeutung für die Bemessung der Tragkonstruktionen sind. Was diese Kriterien für die Planung und Bemessung solcher Konstruktionen bedeutet, beschreibt der folgende Beitrag.

**Univ. Prof. i.R. Dr.-Ing. Jürgen Grünberg**



ist Geschäftsführer der G+S Planungsgesellschaft mbH in Hamburg und hat als Berater der Ingenieur unzählige entwerfende und tragswerksplanerische Konstruktionsaufgaben für alle Arten von Baukonstruktionen gelöst, vor allem für Offshore- und Tunnelbauten, und solche als Prüfingenieur

für Baustatik auch geprüft; er hat an den TU in Berlin und Hannover studiert und dort 1973 über ebene Stahlbetonflächentragwerke im gerissenen Zustand mit der Methode der finiten Elemente promoviert, von 1993 bis 2009 war er Professor am Institut für Massivbau der Universität Hannover, von 1999 bis 2001 war er Dekan des Fachbereichs Bauingenieur- und Vermessungswesen

## 1 Einführung

In der deutschen Nord- und Ostsee sind bislang 25 Windparks in der Zwölf-Seemeilenzone und der Ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ) bei Wassertiefen bis zu 45 Meter geplant. Den besseren Windverhältnissen auf dem Meer steht ein erhöhter technischer Aufwand bei der Tragkonstruktion und der Herstellung bzw. Montage der Anlage gegenüber [11]. Für die Wahl einer geeigneten Offshore-Tragkonstruktion sind neben der Wassertiefe besonders die Seegangs- und Strömungsbedingungen sowie die vorhandenen Bodenverhältnisse entscheidend. Betonkonstruktionen können küstennah (Nearshore) und bei großen Wassertiefen als schwimmfähige Schwergewichtsfundamente wirtschaftlich realisiert werden [10]. Diese werden im Dock gefertigt, an den endgültigen Standort transportiert und dort abgesenkt. Für größere Wassertiefen können aufgelöste Strebenkonstruktionen aus vorgespanntem hochfestem Beton zum Einsatz kommen.

Windenergieanlagen (WEA) sind hochdynamisch beanspruchte Bauwerke mit Lastwechselzahlen bei Onshore-Anlagen bis zu  $N = 10^9$ . Durch die Beanspruchung aus Seegang treten bei Offshore-Anlagen zusätzliche Lastwechselzahlen von bis zu  $N = 10^8$  auf. Daher sind neben den maximalen Lasten die Ermüdungsbeanspruchungen von großer Bedeutung

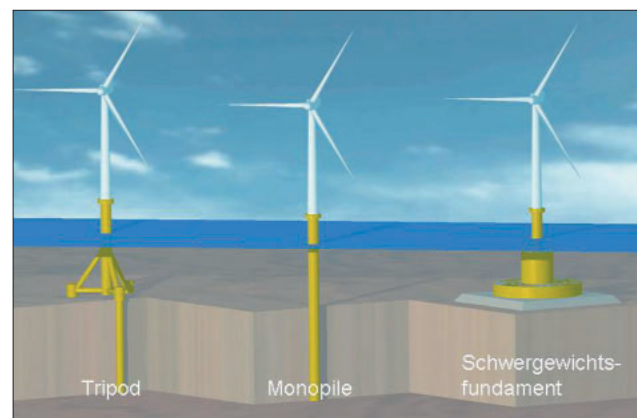


Abb. 1: Gründungskonzepte für OWEA

für die Bemessung der Tragkonstruktionen. Insbesondere in den Anschluss- und Knotenbereichen von Beton- und Hybridkonstruktionen treten mehraxiale Beanspruchungszustände auf, die erhebliche Auswirkungen auf die Ermüdungsfestigkeit besitzen und durch die bisherigen Bemessungsvorschriften nicht erfasst werden. Typische Offshore-Tragstrukturen aus Stahl (Monopile, Tripod) und Beton (Schwergewichtsfundament) sind in **Abb. 1** dargestellt.

## 2 Planungsgrundlagen

### 2.1 Berechnungsgrundlagen

Für die Tragwerksplanung landseitiger Windenergieanlagen (LWEA) gilt generell:

- DIBt-Richtlinie [2]: Richtlinie für Windenergieanlagen, Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung, März 2004
- DIN EN 61400-1: Windenergieanlagen – Teil 1: Auslegungsanforderungen. Ausgabe August 2007

Für die Tragwerksplanung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) ist im Fall einer GL-Zertifizierung zugrunde zu legen<sup>1</sup>:

- GL-Guideline [4]: Germanischer Lloyd WindEnergie (Hrsg.): Rules for Regulations. IV Industrial Services – 2 Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines. Ed. 2005

<sup>1</sup> In anderen Fällen werden häufig die DNV-Standards verwendet, d.h. für OWEA: Design of Offshore Wind Turbine Structures. Det Norske Veritas Offshore Standard, DNV-OS-J101, June 2004 [3].

- DIN EN 61400-3: Windenergieanlagen – Teil 3: Auslegungsanforderungen für Windenergieanlagen auf offener See. Ausgabe Januar 2010

Darüber hinaus gelten die einschlägigen DIN-Normen.

### 2.2 Windlasten onshore

#### Windlasten nach DIBt-Richtlinie [2]

Nach DIN 1055-4 gelten folgende Grundparameter (siehe **Abb. 2** und **Tab. 1**):

- 50-Jahres-Wind,  $v_{m50}(z)$
- 50-Jahres-Bö,  $v_{e50}(z)$
- Jahres-Wind,  $v_{m1}(z)$
- Jahres-Bö,  $v_{e1}(z)$

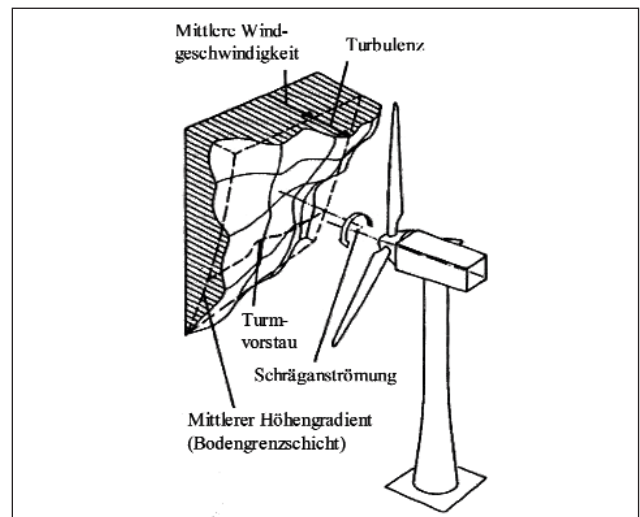


Abb. 2: Windanströmung eines Rotors einer Windenergieanlage

Tab. 1: Windbedingungen landseitiger Windenergieanlagen (LWEA) in der Geländekategorie II nach DIN 1055-4

Grundparameter nach DIN 1055-4 <sup>1)</sup>					Einheit	Bemerkung	
Windzonen	WZ 1	WZ 2	WZ 3	WZ 4			
$v_{m50} (= v_{ref})^{2)}$	22,5	25,0	27,5	30,0	m/s	50 Jahres-Wind 10 Min. Mittel	
$v_{e50} = 2,1^{0,5} \cdot v_{m50}$	32,6	36,2	39,9	43,5	m/s	50 Jahres-Wind 2 – 4 Sek. Bö	
$v_{m1} = 0,8 \cdot v_{m50}$	18,0	20,0	22,0	24,0	m/s	Jahres-Wind 10 Min. Mittel	
$v_{e1} = 0,8 \cdot v_{e50}$	26,1	29,0	31,9	34,8	m/s	Jahres-Wind 2 – 4 Sek. Bö	
Zusatzparameter nach [2] für die dynamische Analyse							
$V_{ave} =$	$0,18 \cdot v_{m50}(h) =$		$0,18 \cdot v_{ref} \cdot (h/10)^{0,16}$		m/s	Jahresmittel der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe h [m]	
	$I_{15,A} = 0,18$					–	Mittlere Turbulenzintensität, Klasse A, bei $V_{hub} = 15$ m/s
	$a_A = 2$					–	Neigungsparameter für die Turbulenzcharakteristik

<sup>1)</sup>  $z = 10$  m über Grund; Geländekategorie II; Meereshöhe  $\leq NN + 800$  m

<sup>2)</sup> Nach DIN EN 61400-1 bezeichnet  $V_{ref}$  (Großbuchstabe V) die Windgeschwindigkeit des 50-Jahreswindes in Nabenhöhe h.

Tab. 2: Windbedingungen von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) nach [4], Tabelle 4.2.1

WEA-Klasse	I	II	III	S	Bemerkung
$V_{ref}$ [m/s]	50	42,5	37,5	abhängig von der Lokation	50 Jahres-Wind 10 Min. Mittel
$V_{ave}$ [m/s]	10	8,5	7,5		Jahresmittel der Windgeschwindigkeit

Kategorie	A	B	C	S	Bemerkung
Turbulenzintensität	höher	mittel	geringer	abhängig von der Lokation	
$I_{15}$ [-]	0,18	0,16	0,145		Charakteristische Turbulenzintensität bei $V_{hub} = 15$ m/s
$a$ [-]	2	3	3		Neigungsparameter für die Turbulenzcharakteristik

Zusatzparameter für WEA [2]:

- Jahresmittel der Windgeschwindigkeit,  $v_{ave}$
- Mittlere Turbulenzintensität,  $I_{15}$
- Die Anlage ist mindestens für die Turbulenzintensität der Turbulenzkategorie A nach DIN EN 61400-1 nachzuweisen.

## 2.3 Windlasten offshore

### Klassifizierung von Windenergieanlagen

Für die Auslegung der Maschinenanlage (Rotor – *topsides structure*) einer OWEA ist die Definition einer *Windenergieanlagenklasse* (WEA-Klasse) zweckmäßig [4].

Die Werte für die Windgeschwindigkeits- und Turbulenzintensitätsparameter sollen die Charakteristika zahlreicher verschiedener Lokationen repräsentieren, mit dem Ziel, klar abgegrenzte Stufen der Robustheit zu definieren (Tab. 2).

Der Auslegung von Turm und Gründung einer OWEA (*support structure*) müssen die repräsentativen Umgebungsbedingungen – einschließlich der Seebedingungen – der jeweiligen Lokation zugrunde gelegt werden. Die *Nutzungsdauer* einer OWEA soll mindestens 20 Jahre betragen.

Ein Rotor (*turbine*), der nach einer WEA-Klasse gemäß Tab. 2 ausgelegt ist, kann Umgebungsbedingungen standhalten, bei denen das 10-Minuten-Mittel der *extremen Windgeschwindigkeit* mit einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren kleiner oder gleich der angegebenen *Bezugswindgeschwindigkeit* ( $V_{ref}$ ) in Nabenhöhe ist.

Die *mittlere Windgeschwindigkeit* ( $V_{ave}$ ) ist das statistische Mittel der momentanen Werte der Windgeschwindigkeit, gemittelt über eine bestimmte Periode – von wenigen Sekunden bis zu mehreren Jahren. In [4] ist  $V_{ave}$  das *Jahresmittel der Windgeschwindigkeit* über viele Jahre. Dieser Wert wird in den Wei-

bull- oder Rayleigh-Funktionen für die Windgeschwindigkeitsverteilungen verwendet.

Im *Normalen Turbulenzmodell* (NTM) entspricht die *Turbulenzintensität* dem charakteristischen Wert des Variationskoeffizienten der längsgerichteten Windgeschwindigkeit ( $V_{hub}$ ) in Nabenhöhe ( $z_{hub}$ ):

$$I(V_{hub}) = \frac{\sigma_L \left[ \frac{m/s}{m/s} \right]}{V_{hub} \left[ \frac{m/s}{m/s} \right]} = I_{15} \cdot \frac{15 \frac{m/s}{V_{hub}} + a}{1 + a}$$

Die Turbulenzintensität ist über die Höhe als invariant anzunehmen.

Die Windbedingungen von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) werden ausführlich in [4] bzw. [8] beschrieben.

### Normale Windbedingungen

Die lokale Verteilung des 10-Minuten-Mittels der Windgeschwindigkeit in Nabenhöhe ( $V_{hub}$ ) ist für die Auslegung einer OWEA signifikant, weil dadurch die Auftretenshäufigkeit einzelner Lastkomponenten bestimmt wird. Eine Weibull-Verteilung ( $P_W$ ) muss aus in-situ-Messungen abgeleitet werden, die durch Langzeitmessungen aus der näheren Umgebung zu verifizieren sind:

$$P_W(V \leq V_{hub}) = 1 - \exp \left[ - (V_{hub}/C)^k \right]$$

mit  $C$  Maßstabsparameter [m/s]

$k$  Gestaltparameter ( $k = 2$  für Standard WEA-Klasse)

Für  $k = 2$  ergibt sich aus der Weibull-Verteilung die Rayleigh-Verteilung, die für die Berechnung der Windlasten nach [4] anzusetzen ist:

$$P_R(V \leq V_{hub}) = 1 - \exp \left( - \pi / 4 \cdot (V_{hub}/V_{ave})^2 \right)$$

## Extreme Windbedingungen

Die extremen Windbedingungen werden angesetzt, um extreme Windlasten auf OWEA zu ermitteln. Eingeschlossen sind Spitzenwindgeschwindigkeiten in Stürmen sowie plötzliche Änderungen von Windgeschwindigkeit oder -richtung.

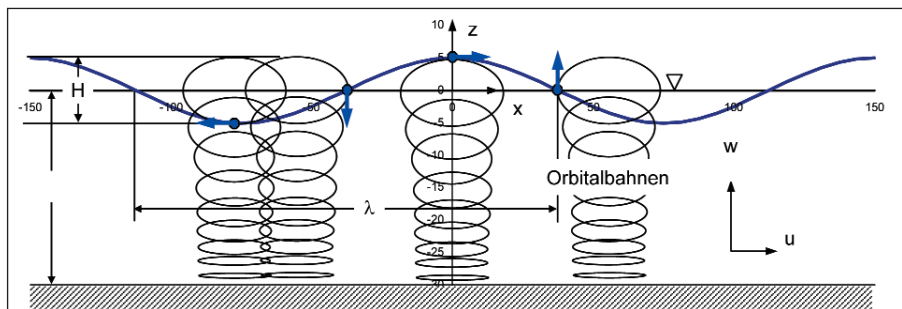


Abb. 3: Harmonische Elementarwelle ( $H = 10,0 \text{ m}$ ;  $d = 30 \text{ m}$ ;  $\lambda = 150 \text{ m}$ )

Das *Extreme Windgeschwindigkeitsmodell* (EWM) kann entweder ein stetiges oder ein turbulentes Windmodell sein. Basisparameter sind die Bezugswindgeschwindigkeit  $V_{\text{ref}}$  (10-Minuten-Mittel der extremen Windgeschwindigkeit mit einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren) und eine bestimmte Standardabweichung  $\sigma_L$ . Die Windlasten werden mit Potenzansätzen über die Höhe beschrieben,

a) beim stetigen extremen Windmodell:

$$V_{e,50}(z) = 1,25 \cdot V_{\text{ref}} \cdot (z/z_{\text{hub}})^{0,14};$$

$$V_{e,1}(z) = 0,8 \cdot V_{e,50}(z)$$

$$V_{\text{red},50}(z) = 1,1 \cdot V_{\text{ref}} \cdot (z/z_{\text{hub}})^{0,14};$$

$$V_{\text{red},1}(z) = 0,8 \cdot V_{\text{red},50}(z)$$

mit

$V_{e,N}(z)$  erwartete extreme Windgeschwindigkeit ( $N = 50$  oder  $N = 1$ ),  
gemittelt über 3 Sekunden,

$V_{\text{red},N}(z)$  reduzierte extreme Windgeschwindigkeit ( $N = 50$  oder  $N = 1$ ),  
gemittelt über 60 Sekunden

b) beim turbulenten extremen Windmodell:

$$V_{50}(z) = V_{\text{ref}} \cdot (z/z_{\text{hub}})^{0,14};$$

$$V_1(z) = 0,8 \cdot V_{50}(z)$$

Turbulenzintensität:  $I(V_{\text{hub}}) = \frac{\sigma_L \left[ \frac{\text{m}}{\text{s}} \right]}{V_{\text{hub}} \left[ \frac{\text{m}}{\text{s}} \right]} = 0,12$

mit

$V_N(z)$  erwartete extreme Windgeschwindigkeit gemittelt über 10 Minuten, mit dem Index N für die Wiederkehrperiode ( $N = 50$  Jahre oder  $N = 1$  Jahr),

$\sigma_L$  Standardabweichung zur Berücksichtigung der Turbulenzintensität

## 2.4 Einwirkungen aus Seegang

Die Gründungskörper von Offshore-Windenergieanlagen sind – zusätzlich zu den bisher genannten Einwirkungen – dem Seegang und den Seeströmungen ausgesetzt. Die Grundlagen für die Berechnung der hydrodynamischen Einwirkungen sowie ihre Wechselwirkung mit am Seeboden verankerten Grün-

dungskörpern sind in Lehrbüchern nachzulesen, z.B. [9], [12], [13].

### 2.4.1 Harmonische Elementarwelle

Die harmonische Elementarwelle (Airy'sche Welle) ergibt sich als Lösung des linearen bzw. linearisierten Randwertproblems für die fortschreitende *Schwerewelle*, d.h. für eine Welle, deren rückstellende Kraft die Schwerkraft ist. Diese Lösung ist mit der grundsätzlichen Annahme einer infinitesimal kleinen Amplitude bzw. Steilheit (= Wellenhöhe/Wellenlänge) verbunden. Das Profil einer langkämmigen (ebenen) harmonischen Elementarwelle, die über konstanter Wassertiefe ( $d$ ) in Richtung der  $x$ -Achse fortschreitet, kann durch folgenden Ansatz beschrieben werden (**Abb. 3**):

$$\zeta(x, t) = \frac{H}{2} \cdot \cos(k \cdot x - \omega \cdot t)$$

mit  $H$  Wellenhöhe  
 $k = 2 \cdot \pi / \lambda$  Wellenzahl;  $\lambda$  Wellenlänge  
 $\omega = 2 \cdot \pi / T$  Kreisfrequenz;  $T$  Wellenperiode

Das Strömungsfeld der Elementarwelle lässt sich eindeutig durch das Geschwindigkeitspotenzial  $\Phi(x, z, t)$  beschreiben, das für das Wellenprofil  $\zeta(x, t)$  lautet:

$$\Phi(x, z, t) = \frac{H}{2} \cdot \frac{g}{\omega} \cdot \frac{\cosh[k \cdot (z + d)]}{\cosh(k \cdot d)} \cdot \sin(k \cdot x - \omega \cdot t)$$

Mit Hilfe der Geschwindigkeitskomponenten ( $u = \partial\Phi/\partial x$  und  $w = \partial\Phi/\partial z$ ) lässt sich leicht zeigen, dass die Wasserteilchen bei der Wellenbewegung geschlossene Orbitalbahnen durchlaufen (**Abb. 3**).

Wichtigstes Merkmal der Airy'schen Welle ist die Existenz einer Dispersion, d.h. einer Abhängigkeit der Kreisfrequenz von der Wellenlänge bzw. der Wellenzahl, gekoppelt mit der Erdbeschleunigung ( $g$ ) als Kennzeichen der Schwerewelle.

Die Dispersionsgleichung wird meistens in folgender Form angegeben:  
 $\omega^2 = g \cdot k \cdot \tanh(k \cdot d)$



## 2.4.2 Statistische Beschreibung des Seegangs

Zur Beschreibung des Seegangs wird meist eine dreigeteilte Betrachtungsweise herangezogen:

1. Die Wasserspiegelauslenkung an einem Ort wird über die Zeit aufgenommen und mit Methoden, wie z.B. dem Nulldurchgangsverfahren, in einzelne Wellen mit zugehöriger Periode ( $T_i$ ) und Höhe ( $H_i$ ) eingeteilt (Stufe 1 – *Zeitreihen*).
2. Zur Datenreduktion werden alle Wellen einer Messung statistisch analysiert und auf signifikante Parameter oder auf Spektralfunktionen (z.B. *Pier-son-Moskowitz-* oder *JONSWAP-Spektrum*) reduziert (Stufe 2 – *Kurzzeitstatistik*).
3. Betrachtet man die Variabilität der Seegangparameter über längere Zeiträume, gelangt man zum *Seegangsklima* (Stufe 3 – *Langzeitstatistik*), das meist in Form eines *Scatter-Diagramms* oder durch *Verteilungsfunktionen* dargestellt wird.

### Kurzzeitstatistik

Unter der Annahme, dass einzelne *Kurzzeitseegangszustände* in den Zeiträumen von ca. drei Stunden stationär sind, werden zur stochastischen Beschreibung des Seegangs sog. *Seegangsspektren* entwickelt. Die nach dem Modell der Superposition von Elementarwellen entstehende Seegangsfunktion  $\zeta(t)$ , d.h. der entsprechende Gauß'sche Prozess, lässt sich für den langkämmigen Seegang wie folgt darstellen (siehe auch [4]):

$$\zeta(t) = \int_0^{\infty} \sqrt{2 \cdot S_{\zeta}(\omega)} \cdot \cos[\omega \cdot t - \varepsilon(\omega)] \cdot d\omega,$$

wobei  $S_{\zeta}(\omega)$  das *Seegangsspektrum* ist und  $\varepsilon(\omega)$  ein Phasenwinkel, der als Zufallszahl mit gleicher Wahrscheinlichkeit alle Werte im Bereich von 0 bis  $2 \cdot \pi$  annimmt. Für ingenieurpraktische Anwendungen wurde zur Charakterisierung des unregelmäßigen Seegangs die *signifikante Wellenhöhe* eingeführt. Unter der Voraussetzung eines rayleighverteilten Seegangs wird angenommen, dass die signifikante Wellenhöhe  $H_s$  durch die Wellenhöhe  $H_{1/3}$  im Zeitbereich bestimmt werden kann, d.h. durch den Mittelwert der 1/3 höchsten Wellen (Flächenschwerpunkt, siehe **Abb. 4**):

$$\zeta_{M_s} = \zeta_{M_{1/3}} = 2 \cdot \sqrt{m_0} \quad \text{und} \quad H_s = H_{1/3} = 4 \cdot \sqrt{m_0}$$

Von praktischem Interesse ist ferner die Frequenz bzw. der zeitliche Abstand der Nullstellen ( $\zeta_k = 0$ ) gleicher Richtung (Aufwärts- und Abwärts-*Nullstellen-Periode*).

$$f_0 = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{m_2}{m_0}} \quad \text{und} \quad T_0 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_0}{m_2}}$$

Oft wird auch die mittlere Wellenperiode benutzt:

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \frac{m_0}{m_1}$$

mit

$$m_n = \int_0^{\infty} \omega^n \cdot S_{\zeta}(\omega) \cdot d\omega, \quad n = 0, 1, 2, \dots$$

Die Rayleigh-Verteilung der Wellenhöhe lässt sich wie folgt darstellen (**Abb. 4**):

$$f(H/H_s) = 4 \cdot (H/H_s) \cdot \exp\left[-2 \cdot (H/H_s)^2\right]$$

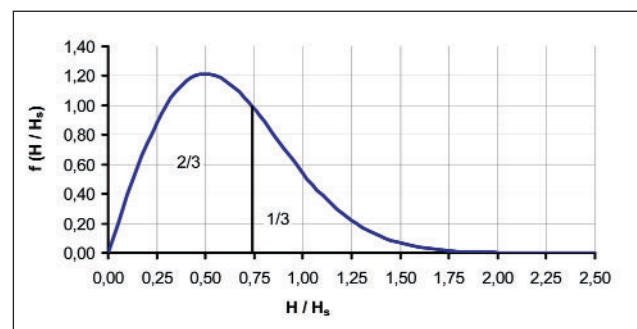


Abb. 4: Rayleigh-Verteilung der Wellenhöhen; signifikante Wellenhöhe

Für Seegebiete mit beschränkter *Windwirklänge* (*fetch*) bzw. für nicht voll entwickelte Seegangszustände empfiehlt sich die Benutzung des sog. *JONSWAP-Spektrums*, das auf umfangreichen Messungen vor der deutschen Nordseeküste basiert. Es eignet sich für flacheres Wasser und bei extremen Seegangsverhältnissen und wird meist in folgendem Format dargestellt (siehe auch [4]):

$$S_{\zeta}(\omega) = \alpha \cdot g^2 \cdot \omega^{-5} \cdot \exp\left[-\frac{5}{4} \cdot \left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^{-4}\right] \cdot \gamma \cdot \exp\left[-\frac{(\omega - \omega_p)^2}{2 \cdot \sigma^2 \cdot \omega_p^2}\right]$$

Dabei ist  $\omega_p$  die Kreisfrequenz des Maximums des Spektrums (*peak frequency*) ( $\omega_p = 2 \cdot \pi / T_p$ , mit der Peak-Periode  $T_p$ , wobei  $T_p = 1,296 \cdot T = 1,408 \cdot T_0$ ).

### Langzeitstatistik

Das Langzeitverhalten des Seegangs kann mit Wellenverteilungsdiagrammen (*Scatter-Diagramme*) beschrieben werden, in denen die Auftrittshäufigkeit einzelner Kurzzeitseegangszustände angegeben ist. In **Tab. 3** ist exemplarisch ein *Scatter-Diagramm* für die Nordsee dargestellt.

$H_s$  (bzw.  $H_{1/3}$ ) bezeichnet dabei die signifikante Wellenhöhe, und  $T_z$  (bzw.  $T_0$ ) die Wellenperiode.  $H_i$  bzw.  $H_j$  geben die Summe der relativen Häufigkei-

Tab. 3: Beispiel eines Scatter-Diagramms für die offene Nordsee

H <sub>s</sub> -Klasse i [m]	T <sub>z</sub> -Klasse j [s]										H <sub>i</sub>	f <sub>i</sub>
	<4	4..5	5..6	6..7	7..8	8..9	9..10	10..11	11..12			
0..1	19	86	94	41	10	2					251	288
1..2	3	49	121	99	40	10	2				322	324
2..3	1	17	63	73	40	13	3	1			210	198
3..4		6	27	39	26	10	3	1			111	100
4..5		2	11	19	14	6	2	1			55	48
5..6		1	4	9	7	4	1				26	22
6..7			2	4	4	2	1				13	11
7..8			1	2	2	1	1				7	6
8..9				1	1	1					3	2
9..10				1	1						2	2
H <sub>j</sub>	23	160	321	287	144	49	13	3	0		1000	1000
f <sub>j</sub>	38	208	341	257	112	33	8	2	0		1000	

ten der *Seegangszustände* (Dauer in der Regel T<sub>s0</sub> = 3 Stunden) der jeweiligen Klasse H<sub>s</sub> bzw. T<sub>z</sub> an. Die zeitbezogene Wahrscheinlichkeitsdichte für die jeweilige Klasse wird durch f<sub>i</sub> und f<sub>j</sub> dargestellt.

Die Auswertung von Seegangsdaten hat gezeigt, dass die *Langzeit-Statistik* großer Extremwerte H<sub>s</sub> mit der *Gumbel-Verteilung* beschrieben werden kann [6]:

$$F_{\text{Extr}}(H_s) = \exp \{- \exp [- a \cdot (H_s - u)]\}$$

Aus der Standardabweichung σ<sub>H,Extr</sub> (aus der Langzeitstatistik, z.B. **Tab. 3**) und dem Modalwert u lassen sich folgende *Verteilungsparameter* berechnen:

$$a = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \cdot \frac{1}{\sigma_{H,\text{Extr}}} = \frac{1,28255}{\sigma_{H,\text{Extr}}} \text{ und}$$

$$m_{H,\text{Extr}} = u + \frac{\gamma}{a} = u + \frac{0,577216}{a}$$

Charakteristisch für die Gumbel-Verteilung ist die Konstanz der Standardabweichung σ<sub>H,Extr</sub>, unabhängig vom betrachteten Bezugszeitraum.

Da ein Wellenverteilungsdiagramm (z.B. **Tab. 3**) immer für einen definierten Beobachtungszeitraum (Bezugszeitraum T<sub>1</sub>) gilt, ist bei der Tragwerksplanung die Umrechnung auf die Nutzungsdauer (Bezugszeitraum T<sub>N</sub>) des Bauwerks erforderlich. Die Größtwerte im Bezugszeitraum T<sub>N</sub> = N · T<sub>1</sub> ergeben sich durch Potenzierung [6]:

$$F_{\text{Extr},N}(H_{s,N}) = [F_{\text{Extr},1}(H_s)]^N$$

$$= [\exp(- \exp(- a \cdot (H_s - u_1)))]^N$$

$$= \exp(- \exp(- a \cdot (H_{s,N} - u_N)))$$

$$\text{mit } u_N = u_1 + \frac{\ln(N)}{a} = u_1 + \ln(N) \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \sigma_{H,\text{Extr}}$$

$$\text{und } m_{H,N} = m_{H,1} + \frac{\ln(N)}{a}$$

Das heißt, die Gumbel-Verteilungen entwickeln sich durch eine Verschiebung auf der H<sub>s</sub>-Achse um den Betrag ln(N)/a. Die Langzeit-Wellenverteilung am Beispiel von **Tab. 3** kann mit Hilfe der linearen Regressionsanalyse statistisch ausgewertet werden. Die Regressionsgerade hat die folgende Form:

$$y = b + m \cdot H_s = a \cdot (H_s - u) = - \ln(- \ln(F_{\text{Extr}}(H_s)))$$

$$\text{mit } a = m = 0,7963 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{und } u = - b / a = + 0,9039 / 0,7963 = 1,1351 \text{ m}$$

Daraus folgt für die Standardabweichung der Langzeit-Wellenverteilung:

$$\sigma_{H,\text{Extr}} = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \cdot \frac{1}{a} = \frac{1,28255}{0,79628} = 1,61 \text{ m}$$

In **Abb. 5** sind die beobachteten Daten („obs“) und die zugehörigen Gumbel-Werte der Verteilungsfunktion und -dichte aufgetragen. Unter der Annahme, dass die beobachteten quasi-stationären Seegangszustände (H<sub>s</sub>) auf T<sub>s0</sub> = 3 h bezogen sind, wur-

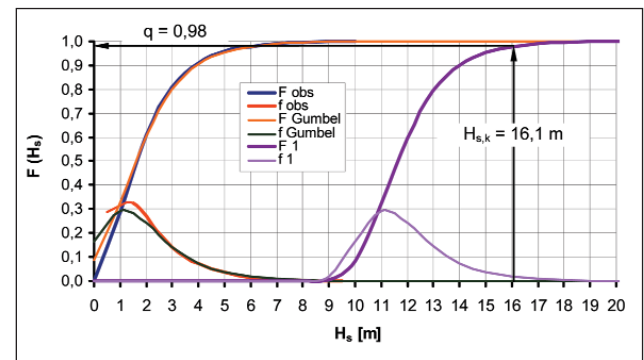


Abb. 5: Gegenüberstellung der beobachteten und der Gumbel-angepassten Verteilungsfunktionen sowie der 1-Jahres-Extremwerte

den die um „ $\ln(N_i) / a$ “ verschobenen Werte für 1 Jahr ergänzt, wobei gilt [4]:

$$N_i = 8.760 \text{ h} / a / 3 \text{ h} = 2.920$$

Man erkennt aus **Abb. 5**, dass die beobachteten Daten in dem relevanten Bereich hoher Werte sehr gut mit der *Gumbel-Verteilung* angepasst werden. Der auf 1 Jahr bezogene 98%-Quantilwert wird in der Regel als charakteristischer Wert angesetzt:

$$u_1 = u_{3h} + \ln(N) / a = 1,1351 + \ln(2.920) / 0,7963 = 11,16 \text{ m}$$

$$H_{s;1:0,98} = H_{s,k} = F_{\text{Extr},1}^{-1}(0,98) =$$

$$u_1 - \frac{1}{a} \cdot \ln(-\ln(0,98)) = 11,16 + \frac{3,902}{0,7963} = 16,06 \text{ m}$$

### Extremwerte des Seegangs

Für die Bemessung von Seebauwerken sind statistische Aussagen über die Extremwerte der Wellenhöhen innerhalb einer endlichen Stichprobe von Bedeutung. Betrachtet man die innerhalb eines bestimmten Zeitraums  $T_s$  in zeitlicher Reihenfolge ermittelten Wellenhöhen  $H_1, H_2, \dots, H_n$  als Stichprobe, so folgen diese Werte einer *Rayleigh-Verteilung* im *Kurzzeitbereich* (siehe **Abb. 4**) bzw. einer *Weibull-Verteilung* oder auch einer *Gumbel-Verteilung* im *Langezeitbereich*.

Die Extremwertverteilung für eine Stichprobe des Umfangs  $n = 1000$  liefert mit dem Modalwert  $H_{1000}$  den wahrscheinlichsten Extremwert innerhalb eines 3-stündigen Sturms (*Kurzzeitstatistik!*). Er trägt:

$$H_{n=1.000} = \sqrt{\ln(n)/2} \cdot H_s = 1,86 \cdot H_s$$

Am Beispiel von **Abb. 5** ( $H_{s,k} = H_{s,50}$  aus der *Langezeitstatistik*) ergibt sich ein charakteristischer Wert für die maximale Wellenhöhe von

$$H_{\text{max},k} = H_{\text{max},50} = 1,86 \cdot H_{s,50} = 1,86 \cdot 16,06 = 29,9 \text{ m}$$

Anhand der Wassertiefe ist zu überprüfen, ob das *Brecherkriterium* überschritten ist!

Im Zusammenhang mit Dimensionierungsaufgaben sind oft sehr hohe Werte der Wellenhöhen zu berücksichtigen. Die Form der Extremwertverteilung hängt nicht vom mittleren Bereich der Grundverteilung ab, sondern vielmehr von der Art, wie sie für hohe Werte von  $H_s$  gegen 1 konvergiert (seltenes Ende der Grundverteilung).

In [4] werden folgende Werte für die *Bemessungswelle* genannt:

– Charakteristischer Wert der *Nullstellen-Periode* („*design wave period*“):

$$11,1 \cdot \sqrt{H_{s,50}/g} \leq T_D \leq 14,3 \cdot \sqrt{H_{s,50}/g} \leq 25 \text{ s}$$

mit  $H_{s,50}$  sigifikante Wellenhöhe für 50jährige Wiederkehr

– Charakteristischer Wert der *maximalen Wellenhöhe* („*design wave height*“):

$$H_D = H_{\text{max},50} = H_{s,50} \cdot \sqrt{0,5 \cdot \ln(T_{\text{ref}}/T_D)}$$

mit  $T_{\text{ref}}$  Bezugsperiode 3 Stunden  
(=  $3 \cdot 60 \cdot 60 = 10.800 \text{ s}$ )

### 2.4.3 Morison-Formel

Wellenlasten auf schmale Körper werden meistens mit Hilfe der Morison-Formel berechnet. Betrachtet man einen starren vertikalen Zylinder in einer harmonischen Elementarwelle (**Abb. 6**), dann wird die Wellenkraft pro Längeneinheit des Zylinders als Summe einer Trägheits- und einer instationären Strömungswiderstandskraft ausgedrückt (Index I: Inertia; D: Drag):

$$\frac{dF_x(t)}{dz} = \frac{dF_{I_x}(t)}{dz} + \frac{dF_{D_x}(t)}{dz}$$

$$= c_M \cdot \rho \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{\partial u(t)}{\partial t} + c_D \cdot \rho \cdot D \cdot |u(t)| \cdot u(t)$$

mit

- $\rho$  Wasserdichte (=  $1,0 \text{ t/m}^3$ ),
- $u$  horizontale (Orbital-) Geschwindigkeit in der Elementarwelle,
- $D$  Durchmesser des vertikalen Zylinders,
- $c_M$  Trägheitskoeffizient ( $1,65 \leq c_M \leq 2,00$ ),
- $c_D$  Widerstandskoeffizient ( $0,65 \leq c_D \leq 0,85$ ).

Die Wellentheorien sind nur bis zur Ruhewasserlinie ( $z = 0$ ) definiert. Um die Partikelkinematik auf die aktuelle Wasserspiegelauslenkung zu strecken bzw. zu stauchen, wird z.B. das „*Wheeler Stretching*“ angewendet (**Abb. 6**):

$$z_s = (z - \zeta) / (1 + \zeta/d)$$

Die Gesamtkraft auf den Zylinder ergibt sich aus der Integration über seine Höhe:

$$F_x(t) = \int_{z=-d}^{z=\zeta(t)} \frac{dF_x(t)}{dz} \cdot dz$$

Die Morison-Formel liefert nur für schlanke Bauteile zutreffende Ergebnisse:

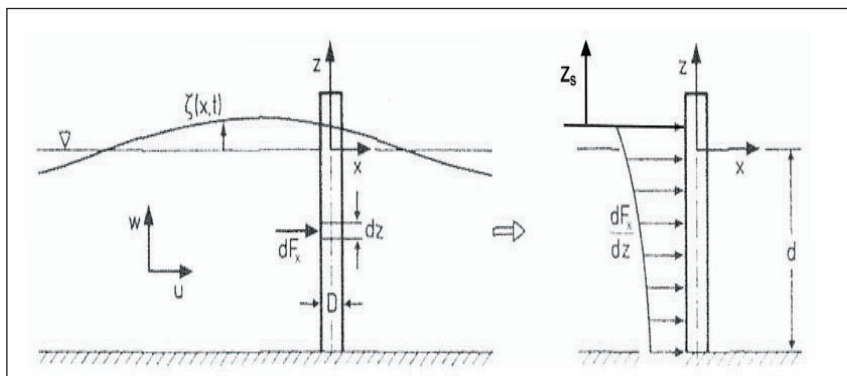


Abb. 6: Wellenkräfte auf einen Pfahl; Bezeichnungen [9]

$D / \lambda \leq 0,2$   
 mit  
 D Bauteil (Rohr-)Durchmesser  
 $\lambda$  Wellenlänge

### 2.4.4 Diffractionstheorie nach Mac Camy und Fuchs

Wegen seiner besonderen Bedeutung als einzelnes Bauwerk und auch als Komponente von Seebauwerken wurde der großvolumige vertikale Zylinder in der Vergangenheit ausführlich untersucht, sowohl theoretisch als auch experimentell. Ein wichtiges analytisches Verfahren zur Erfassung der *Diffraction einer Elementarwelle* um einen vertikalen, auf dem Seeboden aufgestellten Zylinder großen Durchmessers haben Mac Camy und Fuchs entwickelt [16].

Die Kraft pro Höheneinheit lässt sich in folgendes Format transformieren:

$$\frac{dF_x(z,t)}{dz} = c_M \cdot \rho \cdot \pi \cdot a^2 \cdot \left. \frac{\partial u}{\partial t}(z,t) \right|_{x=0} + b \cdot \rho \cdot \pi \cdot a^2 \cdot \omega \cdot u(z,t) \Big|_{x=0}$$

wobei  $c_M = c_{M1} \cdot \cos \varepsilon$  und  $b = c_{M1} \cdot \sin \varepsilon$

Die Größen  $c_{M1}$ ,  $c_M$ ,  $b$  und  $\varepsilon$  hängen vom dimensionslosen Parameter  $(k \cdot a)$  ab [16]. Dieser Parameter drückt physikalisch das Verhältnis Durchmesser zu Wellenlänge aus:

$$k \cdot \frac{D}{2} = k \cdot a = \frac{2 \cdot \pi \cdot a}{\lambda} = \frac{\pi \cdot D}{\lambda}$$

Die Wellenkraft kann nach dem obigen Format als Summe von zwei Anteilen betrachtet werden, von denen der erste der Beschleunigung und der zweite der Geschwindigkeit der ungestörten Elementarwelle proportional ist (Trägheit und Potenzialdämpfung).

Von besonderem Interesse ist der Grenzwert der Trägheitskoeffizienten  $c_M$  bzw.  $c_{M1}$  für  $k \cdot a \rightarrow 0$ . Für  $k \cdot a \leq 0,6$ , d.h. für  $D / \lambda \leq 0,2$ , darf potenzialtheoretisch in guter Näherung mit  $c_M = c_{M1} = 2,0$  gerechnet werden! Dieses Ergebnis ist identisch mit der Annahme einer der verdrängten Wassermasse gleichen *hydrodynamischen Masse*, wie dies für einen unendlich langen Zylinder in einer beschleunigten, nach allen Richtungen unbegrenzten Flüssigkeit der Fall ist.

Im Bereich  $D / \lambda \leq 0,2$  sind also Diffraktionseffekte vernachlässigbar (siehe oben).

### 2.4.5 Wellenlasten auf großvolumige Offshorestrukturen

Für eine zuverlässige Berechnung hydrodynamischer Lasten auf kompakte, großvolumige Offshorestrukturen müssen auftretende *Diffraktionseffekte* berücksichtigt werden. Die Lösung des Diffraktionsproblems basiert in der Regel auf einem potenzialtheoretischen Ansatz und erfordert eine Diskretisierung des Lösungsraums. Dafür geeignete numerische Verfahren sind die Randelemente-Methode oder die *Singularitätenmethode*.

Die Interaktion zwischen der *hydrodynamischen Analyse* nach der Singularitätenmethode und der *Strukturanalyse* nach der Finite-Elemente-Methode zeigt **Abb. 7**.

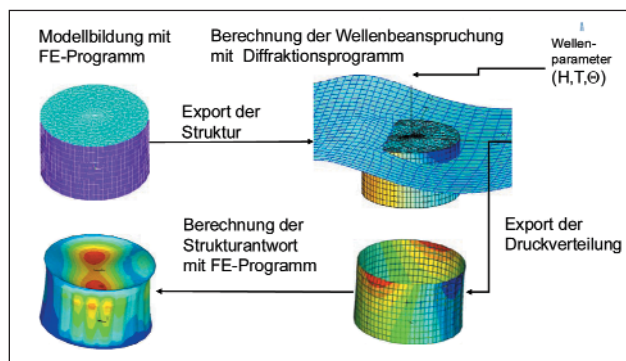


Abb. 7: Beanspruchung einer Schwergewichtsgründung durch Wellenlasten

## 2.5 Temperatureinwirkungen

Nach DIBt-Richtlinie [2], 6.4.5, gilt folgendes:

- 1) Verformungen aus einseitiger Sonneneinstrahlung bleiben unberücksichtigt (Kombinationsbeiwert  $\psi_{0,T} \rightarrow 0$  bei Kombination mit Windlasten).
- 2) Als Temperaturgradient in der Schaftwand infolge unterschiedlicher klimatischer Verhältnisse wird angesetzt:

$$\Delta T = \pm 15 \text{ K}$$

Daraus ergibt sich ein thermischer Dehnungsgradient:

$$\varepsilon_T = \pm \alpha_T \cdot \Delta T / 2 = \pm 15 \cdot 10^{-5} / 2 = \pm 0,075 \text{ ‰}$$

Wenn keine spezifischen Daten verfügbar sind, sind für OWEA *normale Umweltbedingungen* u. a. wie folgt anzusetzen (siehe [4], 4.2.4.1):

- Auslegung für Umgebungstemperaturen zwischen  $- 20 \text{ °C}$  und  $+ 50 \text{ °C}$ ,
- Gleichförmige Temperaturänderung:  $\Delta T_N = \pm 35 \text{ K}$  in Bezug auf eine mittlere Temperatur von  $+ 15 \text{ °C}$ .
- Der Betrieb einer Anlage muss bei Umgebungstemperaturen zwischen  $- 10 \text{ °C}$  und  $+ 40 \text{ °C}$  möglich sein.
- Wasserdichte  $1.025 \text{ kg/m}^3$
- Salzgehalt des Seewassers  $3,5\%$
- Die niedrigste Seewassertemperatur darf mit  $0 \text{ °C}$  angenommen werden. Für Lokationen mit extremen Temperaturänderungen (siehe [4], 4.2.4.2) oder Eisbedingungen sind besondere Annahmen zu treffen.

## 2.6 See-Eis

Die Eislasten auf Bauwerke größerer Ausdehnung können nach EAU wie folgt berechnet werden:

- bei *Druckbruch* (vor lotrechten Flächen):  
 $F_{0,k} = 10 \cdot k \cdot \sigma_{0,k} \cdot h \text{ [kN/m]}$
- bei *Biegebruch* (vor geneigten Flächen)  
 $F_{B,k} = 1,0 \cdot k \cdot \sigma_{B,k} \cdot h \cdot \tan \beta \text{ [kN/m]}$

Hierbei sind

- $k$  Kontaktbeiwert, im Allgemeinen:  $k = 0,33$ ,
- $\sigma_{0,k}$  charakteristischer Wert der Druckfestigkeit [MPa]
- $\sigma_{B,k}$  charakteristischer Wert der Biegezugfestigkeit [MPa],
- $h$  Dicke des Eises [cm],
- $\beta$  Neigungswinkel der belasteten Fläche gegen die Waagerechte (bei  $\beta > 80^\circ$  wird Druckbruch maßgebend).

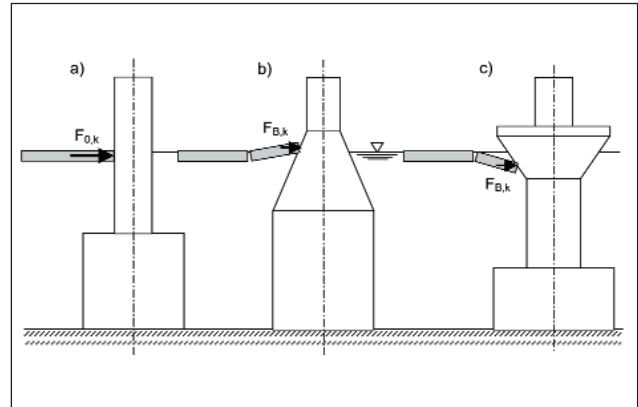


Abb. 8: Szenarien der Eisbelastung von Offshore-Bauwerken

Die unterschiedlichen Szenarien beim Auftreffen von Eis auf ein Offshore-Bauwerk sind in **Abb. 8** dargestellt (a: lotrechte Fläche, b: Eiskonus, c: invertierter Eiskonus).

Da die Eislasten infolge von Biegezugbruch geringer sind als infolge von Druckbruch, empfiehlt es sich, insbesondere kompakte Gründungsbauwerke in der Wasserwechselzone mit geneigten Oberflächen (Eiskonen) zu gestalten.

## 2.7 Interaktion von Wind und Seegang

Bei den Einwirkungskombinationen ist zu berücksichtigen, dass der Seegang eine Folge des auf der Anlaufänge (Fetch) vor dem Standort der OWEA über die Zeit einwirkenden Winds ist (Korrelation von Wind- und Seegangslasten).

In Anbetracht der Unregelmäßigkeit beider Einwirkungen ist es sehr unwahrscheinlich, dass die extreme Böengeschwindigkeit ( $V_e = 1,25 \cdot V_{ref}$ ) an einem Ort gleichzeitig mit der maximalen Wellenhöhe ( $H_{max}$ ) auftritt (sehr schwache Korrelation). Dagegen sind die mittlere extreme Windgeschwindigkeit (10 Minuten Mittel:  $V_{ref}$ ) und die kennzeichnende Wellenhöhe ( $H_s$ ) streng korreliert. **Tab. 4** dokumentiert die teilweise Korrelation von Wind und Seegang in der praktischen Anwendung.

Tab. 4: Einwirkungskombinationen für Wind und Seegang im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach [4]

Bemessungssituation	Wind	Seegang
Produktionsbetrieb	$V_{in} \leq V_{hub} \leq V_{out}$	$H = H_s(V_{hub})$
Parken (turbulentes Windmodell)	$V_{hub} = V_{ref}$	$H = H_{s,50}$
Parken (stetiges Windmodell)	$V_{hub} = V_{e,50} = 1,25 \cdot V_{ref}$	$H = H_{red,50} = 1,32 \cdot H_{s,50}$
	$V_{hub} = V_{red,50} = 1,1 \cdot V_{ref}$	$H = H_{max,50} = 1,86 \cdot H_{s,50}$
Parken nach Auftreten eines Fehlers	$V_{hub} = V_{e,1} = 0,8 \cdot V_{e,50}$	$H = H_{red,1} = 1,32 \cdot H_{s,1}$
	$V_{hub} = V_{red,1} = 0,8 \cdot V_{red,50}$	$H = H_{max,1} = 1,86 \cdot H_{s,1}$



- für den *Grenzzustand der Ermüdung (FLS)* Beanspruchungskollektive aus der aeroelastischen Simulationsrechnung

am Übergang zwischen Anlage und Turm angesetzt, so sind diese Schnittgrößen mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_F \geq 1,00$  in Abhängigkeit der Gruppen der Einwirkungskombinationen nach [2] bzw. nach [4] zu versehen.

### 3.4 Nichtlineare Strukturanalyse nach Theorie 2. Ordnung

*Ortbetontürme* werden entweder mit interner Vorspannung mit nachträglichem Verbund oder mit *externer Vorspannung* ausgeführt. Bei externer Vorspannung sind die Vorspannkkräfte als äußere Einwirkungen anzusetzen, also als Umlenk- und Verankerungskräfte (**Abb. 10**). Dabei ist zu beachten, dass die Verankerungskräfte der Spannglieder tangential zur verformten Struktur wirken, also mit rückstellenden horizontalen Komponenten [8].

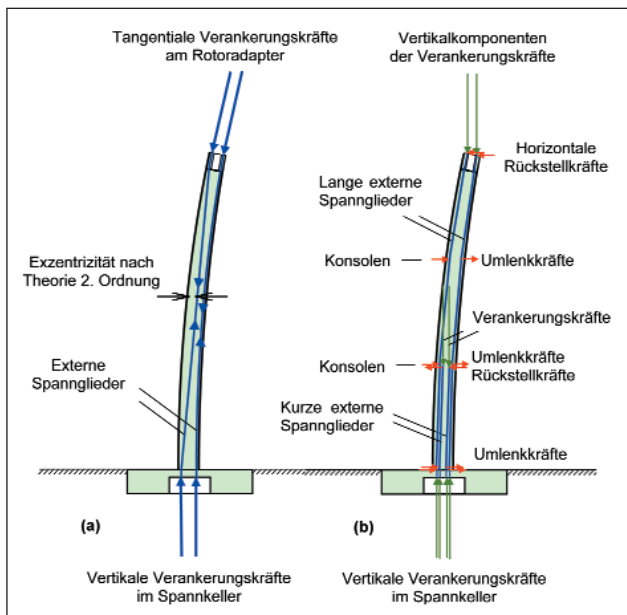


Abb. 10: a) Einwirkungen freigeführter externer Spannglieder, b) Einwirkungen konsolgeführter Spannglieder mit Staffelführung

Im verformten Tragwerk sind auch die Exzentrizitäten der Spannglieder zu berücksichtigen. Werden die externen Spannglieder auf ganzer Höhe freigeführt, folgen die luvseitigen Spannglieder der Sehne, während die leeseitigen Spannglieder die Turmschale innen berühren können (siehe **Abb. 10a**). Die Spanngliederführung lässt sich jedoch verbessern, wenn innen am Turmschaft Konsolen angeordnet werden, so dass die Spannglieder im verformten Tragwerk polygonal geführt werden, ohne die Turmschale zu berühren. Daraus resultieren Rückstellkräfte sowie Umlenkkräfte 2. Ordnung mit zugehörigen

Reibungskräften, für die die Konsolen bemessen werden müssen (siehe **Abb. 10b**).

Vergleicht man **Abb. 10a** und **b** miteinander, so erkennt man, dass bei Spanngliederführungen über Konsolen, die mindestens in den Drittpunkten angeordnet werden, die Vorspannung nicht auf der Einwirkungsseite angesetzt werden muss. Vielmehr genügt es – wie bei interner Vorspannung mit nachträglichem Verbund –, die Wirkung der zentrischen Vorspannung als Längsdruckkraft im Betonquerschnitt auf der Widerstandsseite zu berücksichtigen, z.B. bei den Biegemoment-Verkrümmungsbeziehungen.

### 3.5 Bemessung von Gründungen

Während im konstruktiven Ingenieurbau die Einwirkungskombinationen nach DIN 1055-100 gelten, werden in der Geotechnik zum Teil abweichende Einwirkungskombinationen angewendet, siehe DIN 1054. Die Konsistenz wird dadurch sichergestellt, dass an den Übergangsfugen zwischen Tragwerk und Baugrund, die *charakteristischen Werte der unabhängigen Auswirkungen* „übergeben“ werden [7].

Zunächst müssen die Bemessungswerte der Schnittgrößen nach Theorie 2. Ordnung angesetzt werden, um die Gleichgewichtsbedingungen am verformten Tragwerk im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erfüllen. Zur Bestimmung der charakteristischen Werte der Schnittgrößen in der Bodenfuge werden die charakteristischen Werte der Einwirkungen ( $G_k$ ,  $Q_{Wind,k}$ ,  $Q_{Wave,k}$ , ...) auf das unter Bemessungslasten verformte Tragwerk angesetzt. Aus den Gleichgewichtsbedingungen in der Bodenfuge resultieren die charakteristischen Werte der Beanspruchungen des Baugrunds.

#### Bauteilbemessung

Ein kompaktes Turmfundament wird als Kreisplatte oder Kreisringplatte berechnet, und zwar mit den Bemessungswerten der Beanspruchungen aus dem Turm und aus der Baugrundreaktion. Um ein Aufreiten zu verhindern und um die Kernweite zu vergrößern, wird der zentrale Bereich (Innendurchmesser  $D_i \approx 1/3$  des Außendurchmessers  $D_a$ ) mit einer Weichschicht unterlegt. Ferner wird angestrebt, dass unter charakteristischen Einwirkungen (das entspricht traditionell einer Vollbelastung aus ständigen Lasten, Nutzlasten, Windlasten und ggf. Seegangslasten) keine klaffende Bodenfuge eintritt.

### 3.6 Grenzzustände der Tragfähigkeit

#### Festigkeits- und Stabilitätsversagen:

- Die Einwirkungskombinationen der Gruppen **N** (normal und extrem), **A** (außergewöhnlich) und **T**

(Transport und Errichtung) nach [2] bzw. [4] sind getrennt zu untersuchen.

- Die Schnittgrößen sind nichtlinear nach Theorie 2. Ordnung zu berechnen.
- Die Nachweise sind mit den ungünstigsten aller Einwirkungskombinationen der Gruppen N, A und T zu führen.
- Bei Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen ist DIN 1045-1 anzuwenden.
- Der Vorspanngrad sollte so groß gewählt werden, dass keine Dekompression unter Ermüdungsbeanspruchung auftritt!

### Ermüdungsversagen:

- Bei Tragkonstruktionen aus Spannbeton sind Ermüdungsnachweise für den Beton, den Betonstahl sowie den Spannstahl und für dessen Verankerungen zu führen.
- Die Nachweise sind nur für die mit **F** (Fatigue, Ermüdung) bezeichneten Gruppen der Einwirkungskombinationen nach [2] bzw. [4] zu führen. Hierbei sind die Einwirkungen der einzelnen Betriebszustände zu akkumulieren.
- Der Ermüdungsnachweis ist gemäß der DIBt-Richtlinie [2] nach CEB-FIP Model Code 1990 (DAfStb Heft 439 [1]) zu führen (Abweichung zu DIN 1045-1).
- Um größere Schadensakkumulationen zu vermeiden, sollten die Betonspannungsamplituden im Druckschwellbereich liegen (keine Dekompression unter Ermüdungslasten, siehe oben).

## 3.7 Ermüdungsnachweis für Beton

### 3.7.1 Vereinfachter Nachweis nach [1] und [2]

Für WEA mit einer nominellen Lastspielzahl  $N_{nom} \leq 2 \cdot 10^9$  ist ein genauer Nachweis für Beton unter Druckschwellbeanspruchung nicht erforderlich, wenn gilt:

mit:

$$S_{cd,max} \leq 0,4 + 0,46 \cdot S_{cd,min} \leq 0,74$$

$$S_{cd,min} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$$

$\gamma_{Sd} = 1,10$  Modellungenauigkeit bei der Spannungsermittlung

$\sigma_{c,max}; \sigma_{c,min}$  max., min. Betondruckspannung

$\eta_c$  Beiwert zur Berücksichtigung des positiven Einflusses von Spannungsumlagerungen auf die resultierende Ermüdungsfestigkeit.

Der Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit des Betons unter Druckbeanspruchung  $f_{cd,fat}$  wird wie folgt bestimmt:

$$f_{cd,fat} = \alpha_{fat} \cdot \beta_{cc}(t) \cdot f_{ck} \cdot (1 - f_{ck}/250) / \gamma_c$$

mit  $\alpha_{fat} = 0,85$  Berücksichtigung des Dauerlasteinflusses sowie der unterschiedlichen Belastungsfrequenzen zwischen den Laborversuchen und den tatsächlichen Lastfrequenzen am Bauwerk

$\beta_{cc}(t)$  Berücksichtigung des zeitabhängigen Betonfestigkeitsanstiegs.

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[ s \cdot \left( 1 - \sqrt{28/t} \right) \right]$$

Bei diesem vereinfachten Nachweis ist  $\beta_{cc}(t) \leq 1,0$  zu setzen.

$t$  Alter des Betons in Tagen

$s$  Beiwert zur Berücksichtigung der Erhärtungsgeschwindigkeit verschiedener Zemente nach DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2)

$\gamma_c = 1,50$  Teilsicherheitsbeiwert für die Betondruckfestigkeit. Das bei steigender Festigkeit zunehmend sprödere Bruchverhalten des Betons wird durch den Faktor  $(1 - f_{ck} / 250)$  berücksichtigt.

Grundsätzlich sind beim vereinfachten Nachweis zu untersuchen (**Abb. 11**):

- Schwingbreite  $\Delta S_{cd}$  mit  $S_{cd,min}$
- Maximale Schwingbreite  $\max \Delta S_{cd}$
- Schwingbreite  $\Delta S_{cd}$  mit  $S_{cd,max}$
- Schwingbreite  $\Delta S_{cd}$  mit  $S_{cd,m}$

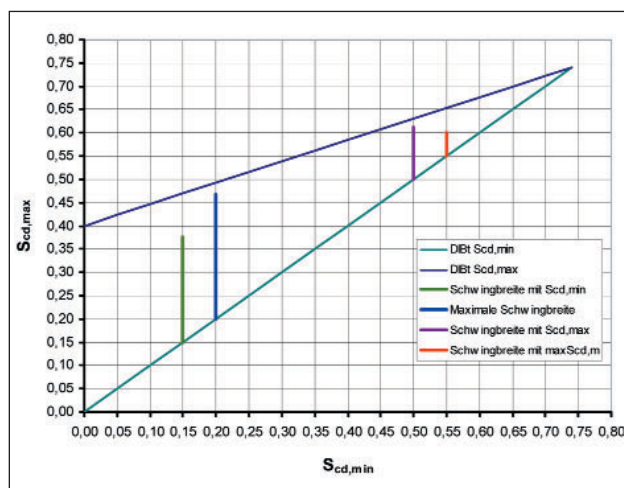


Abb. 11: Goodman-Diagramm für Beton unter Druckschwellbelastung

### 3.7.2 Direkter Nachweis nach [2]

Ist der vereinfachte Nachweis nicht erfüllt, ist die Bruchschwingspielzahl des auf Druck beanspruchten Betons auf Grundlage der Wöhlerlinien nach Model Code 90 (**Abb. 12**) zu berechnen, d.h. nach den folgenden Gleichungen:



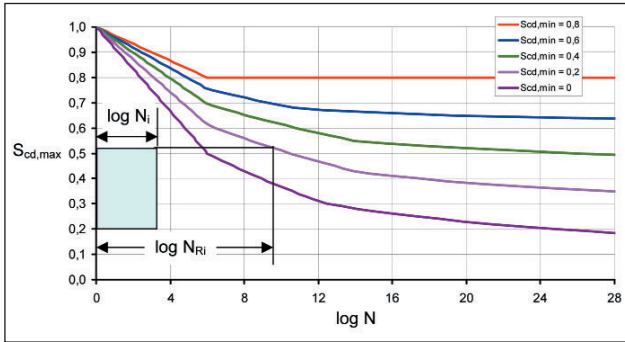


Abb. 12: Wöhlerlinien nach MC 90

Für  $0 \leq S_{cd,min} \leq 0,8$

$$\log N_1 = \left( 12 + 16 \cdot S_{cd,min} + 8 \cdot (S_{cd,min})^2 \right) \cdot (1 - S_{cd,max})$$

$$\log N_2 = 0,2 \cdot \log N_1 \cdot (\log N_1 - 1)$$

$$\log N_3 = \log N_2 \cdot (0,3 - 3 \cdot S_{cd,min}/8) / \Delta S_{cd}$$

- a) wenn  $\log N_1 \leq 6$ ,  
dann  $\log N = \log N_1$
- b) wenn  $\log N_1 > 6$  und  $\Delta S_{cd} \geq 0,3 - 3 \cdot S_{cd,min}/8$ ,  
dann  $\log N = \log N_2$
- c) wenn  $\log N_1 > 6$  und  $\Delta S_{cd} < 0,3 - 3 \cdot S_{cd,min}/8$ ,  
dann  $\log N = \log N_3$

mit  $S_{cd,min} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$\Delta S_{cd} = S_{cd,max} - S_{cd,min}$$

Der Ermüdungsnachweis kann unter Berücksichtigung des gesamten Beanspruchungsspektrums nach [1] geführt werden. Grundlage ist das Modell zur Schädigungsberechnung nach Palmgren und Miner.

Dabei wird angenommen,

- dass jede schwingende Beanspruchung eine Schädigung im Bauteil bewirkt und diese bis zum Erreichen eines kritischen Schädigungswertes, bei dem der Bruch des Bauteils unterstellt wird, linear akkumuliert – und –
- dass die Reihenfolge der Beanspruchungen keinen Einfluss auf die Schädigungsentwicklung hat.

Die Anwendung der linearen Akkumulationshypothese nach Palmgren-Miner auf die Wöhlerlinien nach **Abb. 12** (*logarithmische Darstellung beachten!*) führt zu dem Nachweis, dass die Schädigung  $D$  des Bauteils infolge wiederholender Beanspruchung

den Grenzwert der Schädigung  $D_{lim}$  nicht überschreitet:

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{N_i}{N_{Ri}} \leq D_{lim} = 1$$

$N_i$  Schwingungszahl eines Beanspruchungsblocks „i“ (siehe **Abb. 12**)

$N_{Ri}$  Bruchschwingungszahl dieses Beanspruchungsblocks „i“ (siehe **Abb. 12**)

Für *Offshore-Konstruktionen* wird in [3] der Grenzwert in Abhängigkeit der bestehenden Möglichkeiten zur Wartung und Reparatur angegeben, wobei für raue Nordseebedingungen grundsätzlich ein Schädigungswert von  $D_{lim} \leq 0,33$  einzuhalten ist. Für Bereiche der Wasserwechselzone wird  $D_{lim} = 0,5$  angegeben und oberhalb dieser gilt  $D_{lim} = 1,0$ . Im Model Code 90 sind sowohl Wöhlerlinien für einaxiale Druckbeanspruchung als auch für Zug- oder Wechselbeanspruchung angegeben. Hinweise bezüglich der Ermüdungsfestigkeit von Beton unter Wasser werden z. B. in [3] gegeben.

### 3.7.3 Ermüdungsnachweis für mehraxiale Beanspruchung

Angaben zur Ermittlung von Bruchschwingungszahlen bei mehraxialer Ermüdungsbeanspruchung sind in den derzeit gültigen Vorschriften nicht enthalten. Um Bruchschwingungszahlen unter mehraxialer Ermüdungsbeanspruchung zu erhalten, wird in [5] ein neuer Berechnungsansatz vorgestellt (Einzelheiten siehe auch [8]). Mit Hilfe der Modifikationsfaktoren  $\lambda_{c1}$  bzw.  $\lambda_{c3}$  können sowohl der vereinfachte Ermüdungsnachweis als auch der direkte Nachweis nach [2] mit folgenden, einer einaxialen Beanspruchung äquivalenten Eingangswerten geführt werden:

$$S_{cd,min} = \gamma_{sd} \cdot \lambda_{c1 \text{ bzw. } c3} (N, \alpha \text{ bzw. } r) \cdot \sigma_{c,min} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{sd} \cdot \lambda_{c1 \text{ bzw. } c3} (N, \alpha \text{ bzw. } r) \cdot \sigma_{c,max} \cdot \eta_c / f_{cd,fat}$$

mit

$S_{cd,min}; S_{cd,max}$  minimale und maximale bezogene Betondruckspannung unter den zu untersuchenden Einwirkungskombinationen in Hauptbeanspruchungsrichtung

$\lambda_{c3} (N, r)$  Modifikationsfaktor bei Druckmeridianbeanspruchungen (Längsdruck mit radialem Querdruk oder Querkzug)

- $\lambda_{c1}(N, \alpha)$  Modifikationsfaktor bei zweiaxialer Beanspruchung
- $N$  vorhandene Schwingspielzahl
- $r = (\sigma_{11} = \sigma_{22}) / \sigma_{33}$  Beanspruchungsverhältnis der Radialspannung ( $\sigma_{11} = \sigma_{22}$ ) zur Axialspannung ( $\sigma_{33}$ ) auf dem Druckmeridian
- $\alpha = \sigma_{22} / \sigma_{11}$  Beanspruchungsverhältnis bei zweiaxialer Beanspruchung

Alle weiteren Bezeichnungen wie in 3.6.1 und 3.6.2 beschrieben.

Die vorhandenen Spannungen in Hauptbeanspruchungsrichtung werden auf den Bemessungswert der einaxialen Ermüdungsfestigkeit (siehe 3.6.1) bezogen. Für die praktische Anwendung wurden die Verläufe der Modifikationsfaktoren für Längsdruck-schwellbeanspruchungen aufbereitet (**Abb. 13** und **Abb. 14**).

### 3.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Für die Nachweise der Spannungs- und Rissbreitenbeschränkung sowie der Dekompression sind die Einwirkungskombinationen nach [2] bzw. nach [4] anzusetzen, die nach DIN 1045-1 in Abhängigkeit von den zu führenden Nachweisen der seltenen, häufigen oder quasi-ständigen Einwirkungskombination entsprechen.

Verformungen sind nur bei besonderen betrieblichen Anforderungen zu begrenzen. Die Betondruckspannungen sind nach DIN 1045-1, 11.2.1 zu begrenzen. Für Rissbreitenbegrenzung und Dekompression gilt **Tab. 5**.

#### Vorspanngrad

Der Vorspanngrad sollte so gewählt werden, dass unter Ermüdungsbeanspruchung keine Dekompression auftritt, um die Schwingbreiten im Spannstahl zu begrenzen und ein Schädigung förderndes Aufreißen des Querschnitts zu vermeiden! Diese Bedingung ist in der Regel erfüllt, wenn an Stelle der quasi-ständigen Einwirkungskombination der folgende Nachweis geführt wird:

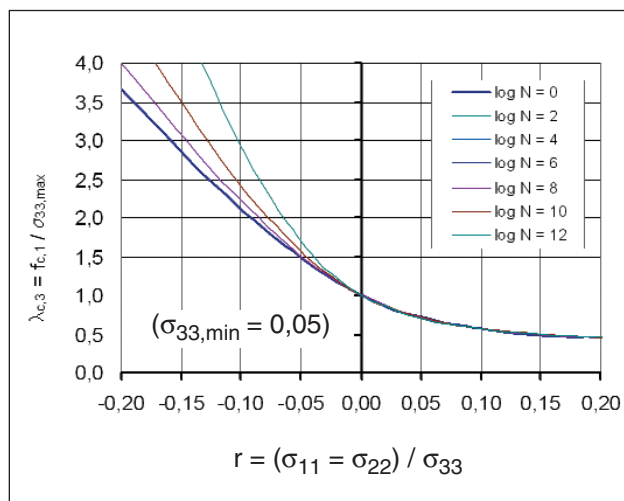


Abb. 13: Modifikationsfaktor  $\lambda_{c3}(N, r)$  für Ermüdungsbeanspruchungen am Druckmeridian (C 80/95)

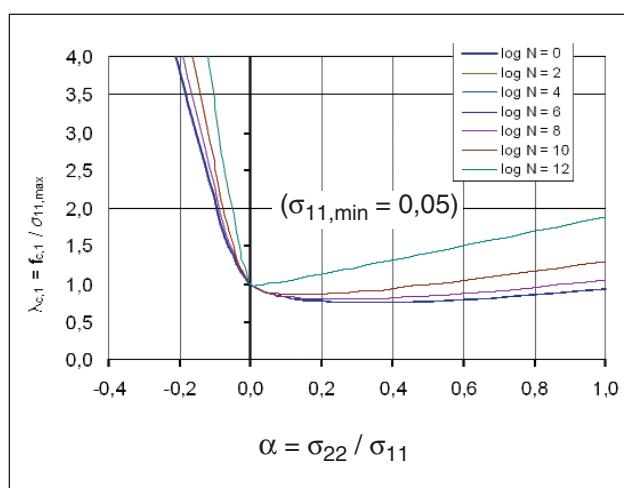


Abb. 14: Anpassungsfaktoren  $\lambda_{c1}(N, \alpha)$  für zweiaxiale Ermüdungsbeanspruchungen (C 80/95)

$$\sigma_{c,Ed} = \sigma_{c,Gk} + \gamma_{inf} \cdot \sigma_{c,pm\infty} + \psi_{1,W} \cdot [\sigma_{c,Wk} + \sigma_{c,Hs(Wk)}] + \psi_{2,\Delta T} \cdot \sigma_{c,\Delta Tk} \leq 0$$

mit

$\sigma_{c,Gk}$  Betonspannung unter ständigen Einwirkungen;

$\sigma_{c,pm\infty}$  Vorspannung unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Spannkraftverluste zur Zeit  $t \rightarrow \infty$  (in der Vorbemessung mit 25% abzuschätzen);

Tab. 5: Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreite und die Dekompression

Bauausführung	Einwirkungskombination für den Nachweis der		Rechenwert der Rissbreite
	Dekompression	Rissbreitenbegrenzung	
Stahlbeton und Spannbeton ohne Verbund	–	quasi-ständige EWK DLC 1.0	0,20 mm
Spannbeton mit Verbund	quasi-ständige EWK DLC 1.0	häufige EWK DLC 1.5 und DLC 1.11	

- $r_{inf}$  Streufaktor  $r_{inf}$  ( $< 1,0$ ) gemäß DIN 1045-1, 8.7.4 (2): charakteristischer Wert für eine Vorspannung:  $P_{kt,inf} = r_{inf} \cdot P_{mt}$ ;
- $\sigma_{c,Wk}$  Betonspannung unter charakteristischen Windlasten, mit dem Kombinationsbeiwert  $\psi_{1,W} = 0,5$  für häufige Windlasten;
- $\sigma_{c,Hs(Wk)}$  Betonspannung unter der Beanspruchung infolge charakteristischer Seegangslasten bei charakteristischen Windlasten mit der kennzeichnenden Wellenhöhe  $H_s$  ( $V(W_k)$ ), siehe Abschn. 2.5.6 und 4.6.4;
- $\sigma_{c,\Delta Tk}$  Betonspannung unter charakteristischen Temperatureinwirkungen, mit dem Kombinationsbeiwert  $\psi_{2,\Delta T} = 0,5$  für quasi-ständige Beanspruchung (gemäß DIN-Fachbericht 101).

*Anmerkung:* Als charakteristische Windlasten sind die Maximalwerte der Windlasten unter den Windbedingungen EWM anzusehen.

Beton weisen vergleichsweise geringe Material- und Herstellungskosten auf. Zudem besteht durch den Einsatz von Serien- und Fertigteileproduktionen ein erhebliches Potential zur Kostenoptimierung. Jedoch betragen die Eigengewichtslasten solcher Gründungskörper häufig zwischen ca. 3.000 t und 5.000 t und sind somit um ein Vielfaches höher als bei Gründungskonstruktionen aus Stahl.

Durch das hohe Eigengewicht entstehen hohe Anforderungen an den Herstellungsort und insbesondere an die Offshore-Logistik (Transport und Installation). Für das Heben und Senken sowie für den Offshore-Transport solcher hohen Lasten stehen derzeit nur sehr wenige Offshore-Geräte zur Verfügung. Diese sind zudem einer weltweiten Nachfrage unterworfen, so dass hohe Charterkosten und zeitliche Abhängigkeiten entstehen. Die Charterkosten stellen durch die Wetterabhängigkeit des Offshore-Gerätes ein nur schwer kalkulierbares Risiko dar (**Tab. 6**). Inwieweit eine mögliche Kostenreduzierung durch den Einsatz von Betonkonstruktionen möglich sein wird, hängt daher im Wesentlichen von den Logistikkonzepten und den dafür verfügbaren Offshore-Geräten ab.

## 4 Ausgeführte Windenergieanlagen

### 4.1 Spannbetontürme für Offshore-Windenergieanlagen

#### Allgemeines

Die Haupttragelemente von Betonkonstruktionen für Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) werden im Regelfall vorgespannt (Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit: Verformungsbegrenzung, Rissbreitenbegrenzung; Grenzzustand der Ermüdung im Druckschwellbereich etc.). Tragkonstruktionen aus

#### Besondere Entwurfskriterien

Neben den typischen Entwurfskriterien für Tragkonstruktionen von Windenergieanlagen, wie z. B. den Einwirkungen aus Anlagenbetrieb, Wind und Seegang sowie dem dynamischen Verhalten der Gesamtstruktur, sind bei dem Entwurf von Gründungskonstruktionen aus Beton weitere Kriterien zu beachten. Dazu zählen die Wellenbeanspruchungen bei kompakten Betonkonstruktionen, die Tragfähigkeit des Baugrunds, insbesondere im oberflächennahen Bereich des Seebodens, die Kolkbildung und die erforderlichen Kolk Schutzmaßnahmen, das Offshore-Logistikkonzept, die Schwimmstabilität beim Verschleppen und Absenken von schwimmfähigen Grün-

Tab. 6: Wetterfenster für Offshore-Montage in der Nordsee – Auswertung anhand von Mess- und Simulationsdaten für das Testfeld Alpha Ventus

Signifikante Wellenhöhe Schwellenwert	Zeitraum		Anzahl der Wetterfenster, Dauer je			
			1 Tag	2 Tage	3 Tage	4 Tage
1,0 m	Jahr	Jan - Dez	132	52	23	12
	Sommer	Apr - Sep	89	37	18	11
	Winter	Okt - Mär	43	15	5	1
2,0 m	Jahr	Jan - Dez	276	128	77	53
	Sommer	Apr - Sep	161	77	49	34
	Winter	Okt - Mär	115	51	28	19
3,0 m	Jahr	Jan - Dez	334	161	103	74
	Sommer	Apr - Sep	178	87	57	42
	Winter	Okt - Mär	156	74	46	32

dungskonstruktionen, das Verhalten bei Schiffskollision, die Flächenversiegelung sowie die Anzahl der Gründungskörper (Ausnutzung von Serieneffekten und Einsatz von Fertigteilelementen).

## Herstellung

Gründungskonstruktionen aus Beton können an Land, auf einem Schwimmponton oder in einem Dock hergestellt werden. Bei der Herstellung an Land ist im Regelfall darauf zu achten, dass der anstehende Baugrund in der Lage ist, die hohen Eigengewichtslasten aufzunehmen. Ggf. sind Bereiche der Herstellungsflächen zu verstärken. Der Betongründungskörper kann z. B. durch Schwerlastmodultransporter oder über Verschubbahnen an die Kaikante oder auf eine schwimmende Einheit verbracht werden. Die folgender Bilder (Abb. 15 und Abb. 16) zeigen beispielhaft die Herstellung der Betongründungskörper und die Übergabe an einen Schwerlastschwimmkran für den Offshorewindpark „Thornton Bank“ in Belgien. Auf dieser Lokation wurden 60

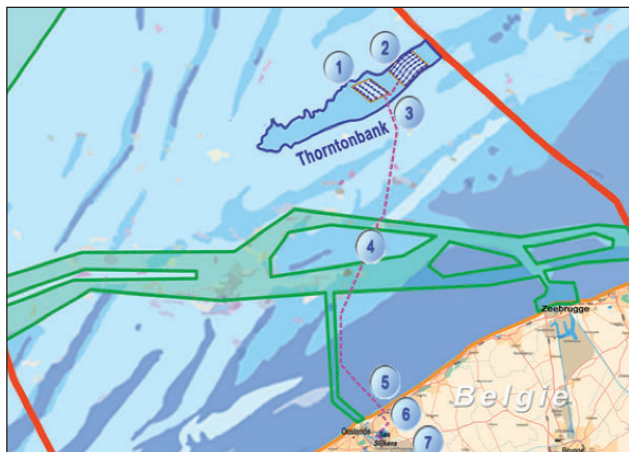


Abb. 15: Windpark „Thornton Bank“ – Lokation

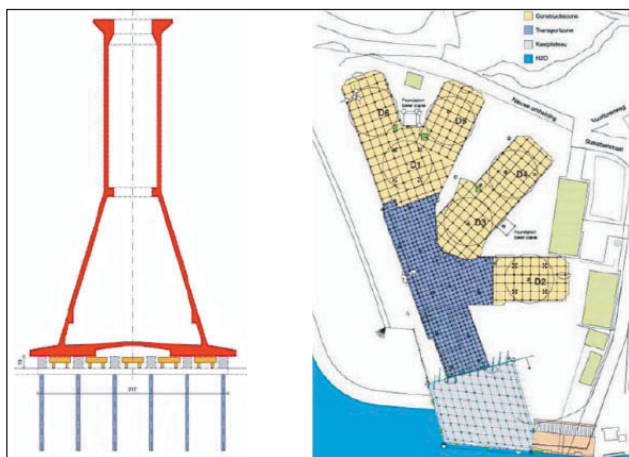


Abb. 16:  
a) Gründungskörper

b) Herstellungsfläche

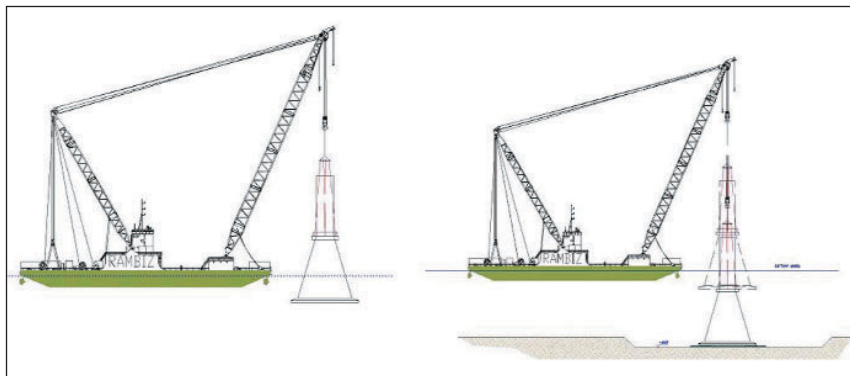


Abb. 17: Installation: Absenken und „Touch down“

Anlagen à 5 MW auf Wassertiefen zwischen 12 m und 27,5 m installiert. Als Energieausbeute werden 1000 GWh pro Jahr erwartet.

## Transport und Installation

Nicht selbst schwimmende Gründungskörper werden durch Schwimmkräne oder Schwerlastschiffe transportiert. Schwimmkräne bieten den Vorteil, dass diese den Gründungskörper an der Offshore-Lokation sehr genau positionieren und kontrolliert absenken können.

Alternativ kann der Transport auch durch Schwerlastschiffe vorgenommen werden, welche oftmals in der Lage sind, mehrere Gründungskörper gleichzeitig zur Offshore-Lokation zu transportieren. Verfügt ein Schwerlastschiff zusätzlich über eine ausreichende Hebevorrichtung, so kann die Installation auch direkt vom Transportschiff aus vorgenommen werden. Andererseits kann auch ein Schwimmkran vor Ort die Gründungskörper vom Transportschiff übernehmen und anschließend installieren.

Vor dem Absenken eines Gründungskörpers muss der Seeboden vorbereitet werden. Dazu gehören die Herstellung eines Planum sowie Maßnahmen zur Steigerung der Bodentragfähigkeit. Beim Absenken (Abb. 17) ist in jedem Zwischenzustand die Schwimmstabilität sicherzustellen. Ringförmige Schwimmkörper erhöhen die Kenterstabilität. Nach dem „Touch down“ muss der Zellenkörper ballastiert

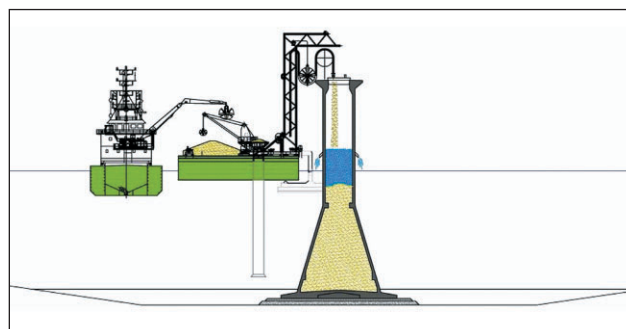


Abb. 18: Ballastierung mit Wasser bzw. Sand-Wasser-Gemisch

werden, um die Kipp- und Gleitsicherheit während Installation und Nutzung zu gewährleisten (**Abb. 18**). Bei einer Flachgründung ist ein dauerhafter Kolk-schutz unverzichtbar.

## 4.2 Kompakte Gründungskörper für Offshore-Windenergieanlagen

### 4.2.1 The Middelgrunden Offshore Windfarm

Nicht zuletzt aufgrund des Preisvergleichs wurde eine Schwergewichtsgründung in der Gestalt eines Rotationskörpers mit oberem Eiskonus ausgeführt (Näheres siehe [www.middelgrunden.dk](http://www.middelgrunden.dk)).

Technische Daten: Wassertiefen: 4 bis 8 m  
Gesamthöhe: 8 bis 11,3 m  
Gewicht: 1.800 t

Die Gründungskörper wurden im Trockendock gefertigt und mit einem Kranschiff zur Lokation transportiert und dort abgesenkt.

### 4.2.2 Offshore-Windpark „Nysted“

Soll der Gründungskörper vom Herstellungsort zur Lokation selbst schwimmend transportiert werden, so bietet es sich ebenfalls an, diesen in einem Schwimm- oder Trockendock herzustellen. Hierbei ist allerdings darauf zu achten, dass der im Regelfall zur Verfügung stehende Tiefgang begrenzt ist.

Wird die Herstellung direkt auf einem Schwimmponton vorgenommen (**Abb. 19**), so sind die unterschiedlichen Belastungssituationen durch den Baufortschritt beim Nachweis einer ausreichenden Schwimmstabilität zu berücksichtigen. Zudem sind Einflüsse aus Wellen und ggf. Tidenhub zu beachten. Die Fundamente wurden mit einem Kranschiff installiert. Nach dem „Touch down“ wurde der



Abb. 19: Herstellung der Gründungskörper auf einem Schwimmponton

Ballast unter Wasser in die oben offenen Kammern eingefüllt.

## 5 Innovationen

### 5.1 Ballastierbarer Gründungskörper aus Leichtbeton

Bei Gründungskörpern aus Beton werden häufig hochfeste Leichtbetone eingesetzt, da diese gegenüber Normalbetonen ein ca. 20% geringeres Eigengewicht aufweisen. Hochfeste Leichtbetone verfügen aufgrund ihres sehr dichten Gefüges über eine hohe Dauerhaftigkeit und sind daher besonders für den Offshore-Einsatz geeignet. In der Vergangenheit wurden hochfeste Leichtbetone weltweit erfolgreich bei der Errichtung von Plattformen für die Öl- und Gasgewinnung eingesetzt. **Abb. 20** zeigt ein in Anlehnung an den Offshore Windpark Thorton Bank entwickeltes Leichtbetontragwerk.

### 5.2 „Submersible Barge“

Neuerdings sind Logistikkonzepte bekannt, bei denen absenkbare Transportschiffe eingesetzt werden. Solche Schiffe können den Bug mit Wasser ballastieren und sich dadurch soweit absenken, bis der schwimmfähige Gründungskörper aufschwimmt und z. B. durch einen Schwimmkran vor Ort aufgenommen wird (**Abb. 21**).

### 5.3 Logistikkonzept für Offshore-Windenergieanlagen

Neuentwicklungen finden derzeit überwiegend vor dem Hintergrund einer Spezialisierung und Optimierung der Offshore-Logistik durch einzelne Firmen statt. So verfolgt beispielsweise die Ed. Züblin AG ein Logistikkonzept, bei dem die Betonunterkonstruktion einschließlich Schaft und Anlage komplett transportiert und installiert werden soll [14]. Hierzu wird ein „Spezialcarrier“ entwickelt, der durch Halbtauchertechnik deutlich robustere Wettereigenschaften aufweisen soll als bekannte Schwerlastschwimmkräne. Die schematische Darstellung des „Spezialcarrier“ in [14] zeigt deutlich die einzelnen Offshore-Logistikschritte.

### 5.4 Monopile aus Spannbeton

Das Konzept eines vorgespannten Betonmonopiles wird derzeit von Ballast Nedam verfolgt und entwickelt [15]. Dieses sieht vor, landseitig einen Betonmonopile aus Fertigteiltringelementen zusammensetzen und in Längsrichtung vorzuspannen. Der Monopile



Transportgeräte entwickelt und gebaut, die bei häufigen Seegangsverhältnissen (siehe **Tab. 6**) ungefährdet auf See arbeiten können.

Bereits jetzt hat sich eindeutig gezeigt, dass die Offshore-Logistik über die Wirtschaftlichkeit einer Gründungskonstruktion entscheidet.

## Normen- und Literaturverzeichnis

- [1] König, G.; Danielewics, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 439, Beuth, 1994.
- [2] Richtlinie Windenergieanlagen. Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise für Turm und Gründung. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), März 2004.
- [3] Design of Offshore Wind Turbine Structures. Det Norske Veritas Offshore Standard, DNV-OS-J101, June 2004.
- [4] Germanischer Lloyd WindEnergie (Hrsg.): Rules for Regulations. IV Industrial Services – 2 Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines. 2005.
- [5] Göhlmann, J.: Zur Schädigungsberechnung an Betonkonstruktionen für Windenergieanlagen unter mehrstufiger und mehraxialer Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation, Leibniz Universität, IRB Verlag 2009.
- [6] Grünberg, J.: “Comments on EN 1990 „Basis of Structural Design“, Guidelines for implementation and application”. Beuth Verlag, Berlin 2007
- [7] Grünberg, J.; Vogt, N.: Teilsicherheitskonzept für Gründungen im Hochbau. Beton-Kalender 2009, Teil 1, Seite 555 bis 636.
- [8] Grünberg, J.; Göhlmann, J.: Windenergieanlagen in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise. Betonkalender 2011, Teil 1, S. 19 bis 168.
- [9] Kokkinowrachos, K.: Hydrodynamik der Seebauwerke, Sonderdruck aus „Handbuch der Werften“, Band XV, 1980.
- [10] Liebrecht, K.; Loga, A.; Förster, K.; Voß, M.: Schwerkraftgründung für eine 5-MW-Offshore-Windenergieanlage. Erneuerbare Energien, 3/2004 und 4/2004.
- [11] Schaumann, P.; Kleineidam, P.; Wilke, F.: Fatigue Design bei Offshore-Windenergieanlagen. Stahlbau 73, Heft 9, 2004.
- [12] Zielke, W; Mittendorf, K.; Nguyen, B.: Seegang und Seegangsbelastung. 2. Symposium Offshore – Windenergie Bau- und umwelttechnische Aspekte. Hannover, 9. September 2002.
- [13] Zielke, W; Mittendorf, K.; Nguyen, B.: Seegang und Seegangsbelastung ?? 3. Symposium Offshore – Windenergie Bau- und umwelttechnische Aspekte. Hannover, 16. März 2004.
- [14] Dobrowolsky, M.: Züblin’s Gravity Foundation for Offshore Wind Turbines, Presentation on the European Offshore Wind 2009, Conference and Exhibition, 14th – 16th September 2009, Stockholm
- [15] Ballast Nedam, Presentation on the European Offshore Wind 2009, Conference and Exhibition, 14th – 16th September 2009, Stockholm
- [16] Mac Camy, R.C.; Fuchs, R.A.: Wave Forces on Piles: A Diffraction Theory. Techn. Memorandum No. 69, Beach Erosion Board, 1954.

# Kunststoff im Bauwesen: Probates Hilfsmittel oder Konstruktionsmaterial?

**Bei der Nutzung von Kunststoffen im Bauwesen ist die qualifizierte Ingenieurleistung am wichtigsten**

**Kunststoff wird als Konstruktionsmaterial im Bauwesen immer interessanter. Vor allem dann, wenn man seine Anwendungsmöglichkeiten und Eigenschaften bei der Berechnung und Bemessung zu beachten gelernt hat. Von besonderer Bedeutung sind dabei die niedrigen Steifigkeiten, die hohen thermischen Ausdehnungskoeffizienten und die starke Abhängigkeit der Tragfähigkeit von Zeit und Temperatur. Trotzdem sollte nicht nach Patentrezepten für die beliebige Verwendung gesucht werden, sondern die qualifizierte Ingenieurleistung im Mittelpunkt stehen. Nur so können die Chancen und Risiken des Einsatzes von Kunststoff im Bauwesen erkannt werden. Der folgende Beitrag will deshalb die Grundlagen für einen breiteren Einsatz beschreiben und zugleich Hinweise auf besondere Aspekte geben, deren Beachtung für einen erfolgreichen Einsatz von Kunststoff als tragendes Konstruktionsmaterial wichtig ist.**

**Prof. Dr.-Ing. Johann-Dietrich Wörner**



*studierte das Bauingenieurwesen an der TH Berlin und an der TU Darmstadt, wo er 1985 promovierte; bis 1990 arbeitete er im Ingenieurbüro König und Heunisch, 1990 wurde er an die TH Darmstadt berufen und übernahm die Leitung derer Prüf- und Versuchsanstalt; bevor Wörner 1995 zum Präsi-*

*denten der Technischen Universität Darmstadt gewählt wurde, war er Technischer Leiter des Instituts für Konstruktiven Glasbau und Dekan des Fachbereichs Bauingenieurwesen; seit März 2007 ist Wörner Vorsitzender des Vorstandes des Deutschen Zentrums für Luft- und Raumfahrt (DLR) und seit 2010 Präsident des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung (DPÜ)*

## 1 Einleitung

Die Verwendung von Kunststoffen nimmt in der Welt von heute einen sehr breiten Bereich ein. Viele Alltagsgegenstände, vom Joghurtbecher bis zur Unterhaltungselektronik, werden aus Kunststoff gefertigt, um speziellen Anforderungen an Aussehen und Funktion zu genügen.

Der Einsatz von Kunststoff wird durch dessen spezifische Eigenschaften, z.B. niedriges Gewicht, elektrische und magnetische Neutralität, chemische Widerstandsfähigkeit sowie insbesondere durch die Konfektionierbarkeit (physikalische und chemische Eigenschaften sowie Geometrie) begründet.

Die Verwendung von Kunststoff als tragendes Konstruktionsmaterial hat ebenfalls eine lange und gute Tradition in verschiedenen Bereichen:

- Sportler vertrauen auf Kunststoffmaterialien, z.B. beim Stabhochsprung, und anderen Teilen, bei denen das Gewicht und die Tragfähigkeit eine besondere Rolle spielen.
- Die Automobilindustrie hat immer wieder auch in der Vergangenheit Kunststoffe nicht nur im Inneren, sondern auch bei der Konstruktion der Karosserien eingesetzt, wie beispielsweise schon 1968 bei der Serienproduktion des Citroën Mehari.
- Im Flugzeugbau ist man seit einiger Zeit sehr intensiv mit der Entwicklung von CFK-Materialien für leichte und tragfähige Bauteile aktiv.
- Im Bauwesen ist das Olympiadaach in München aus dem Jahr 1972 der Ausgangspunkt der Verwendung von Kunststoffen mit tragender Funktion.

Trotz dieser Liste überzeugender Anwendungen ist der Einsatz von Kunststoffen im Bauwesen bisher nur auf Sonderfälle beschränkt. Zentraler Dreh- und Angelpunkt ist der Mangel an entsprechenden bauaufsichtlich eingeführten Regelungen und zugehöriger Materialstandardisierung.



## 2 Kunststoffe im Bauwesen

Ohne auf die ganze Bandbreite von Materialien einzugehen, beschränkt sich dieser Beitrag auf unverstärkte und verstärkte Kunststoffe zum direkten Einsatz in konstruktiven Elementen. Kunststoffmodifikatoren für Beton, Farben und andere Hilfsstoffe werden nicht behandelt.

Die unverstärkten Kunststoffe, die zugleich die Grundlage für die Matrix von verstärkten Kunststoffen darstellen, unterteilt man in

- Thermoplaste,
- Duroplaste,
- Elastomere.

Thermoplaste, unvernetzte Polymere, zeichnen sich dadurch aus, dass die Nebervalenzkräfte durch Wärmezufuhr gelöst werden können, was sich in Schmelzbarkeit zeigt. Entsprechend eignen sich Thermoplaste auch zum Schweißen. Beispiele sind Polyethylen, Polystyrol und Plexiglas (PMMA).

Duroplaste sind hingegen engmaschig vernetzte Polymere, die nicht schmelzbar sind. Schweißen als Verbindung ist daher nicht möglich. Beispiel sind Polyester und Epoxidharze.

Elastomere zeichnen sich durch eine Weitmaschigkeit der Polymernetzung aus. Entsprechend zeigen Elastomere im Vergleich zu Duroplasten eine niedrigere Steifigkeit, sie sind nicht schmelzbar. Wie bei Duroplasten sind Schweißverbindungen also nicht möglich. Ein typischer Vertreter der Elastomere ist Kautschuk.

Kunststoffe kommen entweder als unmittelbare Konstruktionsmaterialien oder im Bereich der Verbindung, wie Kleben und Lager zum Einsatz.

## 3 Berechnung und Bemessung

Die Anforderungen an Konstruktionsmaterialien und Strukturen im Bauwesen sind sehr umfassend und beinhalten z.B.:

- Sicherheit,
- Gebrauchstauglichkeit,
- Wirtschaftlichkeit,
- Ökologie,
- Dauerhaftigkeit,
- Nachhaltigkeit,
- Ästhetik.

Für den Einsatz von Kunststoffen im Bauwesen stellt der Nachweis der Sicherheit in Verbindung mit der Dauerhaftigkeit den zentralen Punkt dar. Derzeit existiert keine allgemein gültige, bauaufsichtlich eingeführte Regel für die allgemeine Verwendung von Kunststoffen als tragende Bauteile in Baukonstruktionen. Um diesem Mangel abzuwehren, hat der Bauüberwachungsverein BÜV schon 2002 einen Entwurf eines Regelwerks zur Debatte gestellt, der in 2010 auf der Grundlage der bis dahin gesammelten Kommentare überarbeitet wurde.

Die Empfehlung „Tragende Kunststoffbauteile im Bauwesen“ des BÜV [1] orientiert sich an den Regelwerken anderer Materialien wie Holz, Beton und Stahl und definiert die Berechnung und Bemessung in entsprechender Weise: Der Grundsatz „Die Einwirkung muss kleiner als der Widerstand sein“ wird übernommen, den spezifischen Aspekten von Kunststoff wird entsprechend Rechnung getragen.

Diskutiert wird insbesondere der Aspekt der Dauerhaftigkeit und dessen angemessene Berücksichtigung bei der Bemessung. Die BÜV-Empfehlung formuliert zwei mögliche Wege, die jeweils die Abnahme der Festigkeit mit der Dauer der Beanspruchung berücksichtigen.

Grundlage ist zunächst eine Materialuntersuchung, bei der die wesentlichen Parameter des Einsatzes sowie die Streuung zu beachten sind. Bei Kunststoffen gilt es insbesondere, Aspekte des Verhaltens bei längeren Beanspruchungszeiten und Temperatureinwirkung zu berücksichtigen.

Die Forderung nach sehr langen Lebensdauern im Bauwerk erfordert eine sichere Extrapolation der Eigenschaften. Diese Extrapolation ist insbesondere bei relativ jungen Materialien eine besondere Herausforderung. Versuche zur beschleunigten Alterung müssen auf der Grundlage der jeweiligen chemischen Materialzusammensetzung definiert werden, als maximales Maß der Extrapolation wird in der Regel eine Dekade im logarithmischen Zeitmaßstab angesehen.

Die BÜV-Empfehlung unterscheidet zwei Verfahren für den Nachweis der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Beanspruchungsdauer:

- Regelverfahren gemäß Abschnitt 8 der BÜV-Empfehlung

$$E_d(t_a) \leq R_d(t_a)$$

mit

$E_d(t_a)$ : Bemessungswert der Einwirkungen für die akkumulierte Einwirkungsdauer  $t_a$

$$R_d(t_a) = R_k / (\gamma_M A_1 A_2 A_3)$$

$R_k$ : charakteristischer Widerstand für die akkumulierte Einwirkungsdauer  $t_a$

$\gamma_M$ : Sicherheitsbeiwert für das Material

$A_1$ : Parameter zur Erfassung der Einwirkungsdauer

$A_2$ : Parameter zur Erfassung des Umgebungsmediums

$A_3$ : Parameter zur Erfassung der Umgebungstemperatur

Die Parameter  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$  und der Sicherheitsfaktor  $\gamma_M$  sind aus den entsprechenden Tabellen der BÜV-Empfehlung zu entnehmen.

## ■ Nachweisverfahren auf der Basis einer Schadensakkumulation

Die Einwirkungen werden zu einer schadensäquivalenten Ersatzlast zusammengefasst und dann direkt mit der Widerstandskurve verglichen. Voraussetzung dafür ist, dass die Zeitstandskurve des Materialwiderstands im doppeltlogarithmischen Maßstab als Gerade abgebildet werden kann.

$$E_e \leq E_{R,k} / (\gamma_M A_{mod})$$

mit

$E_e$ : Bemessungswert der Ersatzlast zur Erfassung der Einwirkungen mit unterschiedlichen Einwirkungsauern

$E_{R,k}$ : charakteristischer Wert einer möglichen Einwirkung (charakteristischer Wert des Widerstands) am Ende des Bemessungszeitraums

$\gamma_M$ : Sicherheitsbeiwert für das Material

$A_{mod}$ : Modifikationsparameter zur Berücksichtigung von weiteren Einflüssen.

## 4 Beispiele

Entsprechend der geometrischen Konfektionierbarkeit von Kunststoffen sind auf dem Markt sehr unterschiedliche Formate und Profile verfügbar. Neben Standardprofilen, z.B. Platten, Stäben und Rohren, sind je nach Wunsch auch besondere Profile, z.B. Hohlkasten und Doppel-T-Querschnitte erhältlich (Abb. 1).

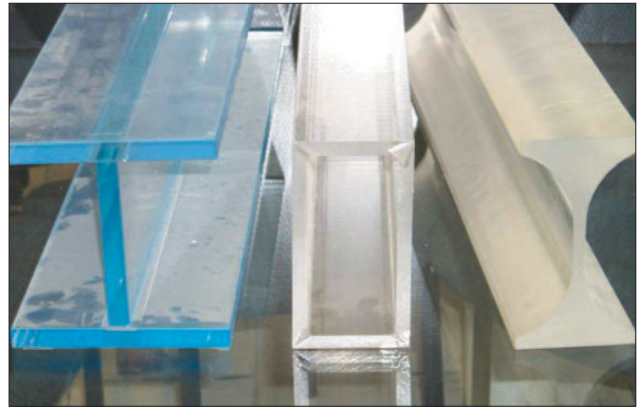


Abb. 1: PMMA-Sonderprofile



Abb. 2: GFK/CFK

Durch Verstärkung von Kunststoff mit z.B. Glas- oder Kohlenstofffasern können die Eigenschaften noch stärker den jeweiligen Bedürfnissen angepasst werden (Abb. 2).

Durch Verbindung von Kunststoffen mit anderen Kunststoffen oder anderen Materialien kann die anwendungsoptimierte Konfektionierung noch erweitert werden (Abb. 3 und Abb. 4).

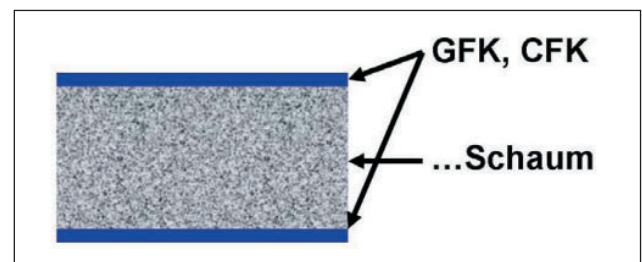


Abb. 3: Sandwichbauweise aus Kunststoffschaum und verstärkten Kunststoffen

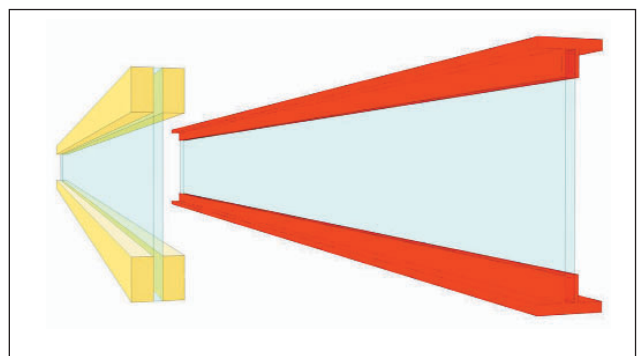


Abb. 4: Hybridkonstruktion aus Kunststoff und Stahl/Holz

Neben der Verwendung von Kunststoff als unmittelbares Konstruktionsmaterial ist der Einsatz als Verbindungsmaterial von besonderer Bedeutung.

Bei hybriden Strukturen ist der Kompatibilität der verschiedenen Materialien besondere Aufmerksamkeit zu schenken, dies gilt generell und für Kunststoff in besonderer Weise, wie zwei Beispiele belegen sollen:

## 4.1 Solarkollektor mit verklebtem Glas-Aluminium-Rahmen

In diesem Fall wurde das Glas des Kollektors umlaufend mit einer sehr dünnen Kunststoffverklebung mit dem Aluminiumrahmen verbunden. Die Bauweise wurde zunächst nördlich der Alpen ohne das Auftreten von Schäden erfolgreich verkauft. Der Einsatz in wärmeren Regionen südlich der Alpen führte zu einer Reihe von Schäden, bei denen das Glas ohne Fremdeinwirkung zerbarst (**Abb. 5**).

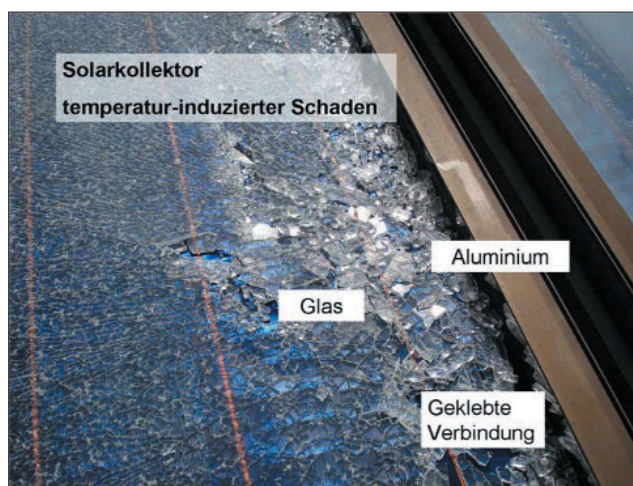


Abb. 5: Geborstene Glasscheibe eines Solarkollektors

Eine Analyse der thermischen Verhältnisse und der sich daraus ergebenden Spannungen im Glas zeigte, dass die Gefahr des Glasbruchs ganz wesentlich von den unterschiedlichen Temperaturen des Glases und des Aluminiums und der zugehörigen

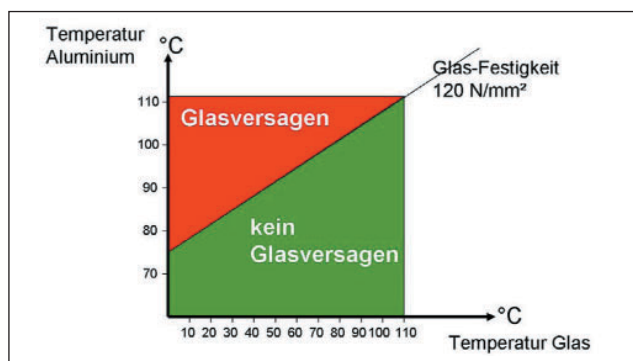


Abb. 6: Abhängigkeit des Glasbruchs von den jeweiligen Temperaturen der beiden Materialien Glas und Aluminium

thermischen Ausdehnungskoeffizienten abhängig ist (**Abb. 6**).

Da das Glas durch das Wasser abgekühlt wird, heizt sich der Rahmen vergleichsweise schnell auf, die dünne Klebeschicht kann nicht die Funktion einer weichen Zwischenschicht übernehmen. Entsprechend versagte eine Reihe von Kollektoren bei starker Sonneneinstrahlung.

## 4.2 Holz-PMMA-Verbundbrücke

Aus der Grundidee der Verknüpfung der Tragfähigkeit von Holz und Plexiglas (PMMA) entstand ein Tragwerk, das wie ein Doppel-T-Träger mit einem Steg aus PMMA und Flanschen aus Holz ausgeführt wurde (**Abb. 7** und **Abb. 8**).

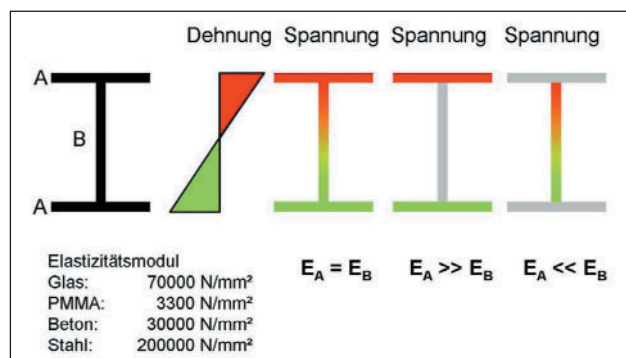


Abb. 7: Spannungsverteilung bei einem Hybridträger



Abb. 8: Idee einer Brücke über den Schlossgraben in Darmstadt

Nachdem die Sorgen der Bauaufsicht, des Denkmalpflegers u.a. berücksichtigt worden waren, konnte die Idee in abgewandelter Form unter Beibehaltung der Grundüberlegungen realisiert werden (**Abb. 9**).

Bei der Verbindung der Flansche mit dem Steg wurde aus Gründen des einfacheren, bauaufsichtlich belegbaren Nachweises eine Bolzenverbindung statt einer Verklebung gewählt. Nach einem Winter mit einem heftigen Temperatursturz wurden Risse im PMMA festgestellt, die von den Bolzen ausgingen. Zwar



Abb. 9: Realisierte Brücke über den Schlossgraben in Darmstadt



Abb. 10: Risse im PMMA nach heftigem Temperatursturz

war die Tragfähigkeit der Konstruktion dadurch nicht gefährdet, der optische Eindruck aber getrübt (Abb. 10).

Eine Analyse ergab, dass die konzentrierte Lasteinleitung in den Bolzenlöchern, verbunden mit dem Kontakt PMMA-Stahlbolzen, der Grund für die Risse war. Eine Rissvermeidung wäre bei entsprechender Ausführung der Bolzenverbindung möglich gewesen. Eine Berechnung der Beanspruchungen bei einer Ausführung mit einer Verklebung statt der gewählten Bolzenkonstruktion zeigte weiteres Optimierungspotenzial, da dadurch die Beanspruchungen des PMMA in einen sehr niedrigen Spannungsbereich verschoben worden wären.

Dem Kleben kommt als stoffschlüssiges Verfahren eine besondere Rolle zu, da es anders als Löten und Schweißen auch bei ganz unterschiedlichen Materialien zur Anwendung kommen kann. Zwar hat das Kleben prinzipiell auch im Bauwesen bereits eine Tradition, z.B. Mauermörtel und Klebedübel, strukturelles Kleben ist aber nach wie vor die Ausnahme. Für diese Tatsache werden verschiedene Gründe angeführt, wie beispielsweise „restriktive Bauvorschriften, fest verwurzelte handwerkliche Traditionen, fehlende Informationen über Langzeitverhalten, ungenügende Personalqualifikation, unzureichende Berech-

nungs-, Konstruktions- und Qualitätssicherungssysteme und weitgehend unkontrollierbare Verarbeitungsbedingungen“ [2].

Im Glasbau führten die architektonischen Forderungen zu Fassadenkonstruktionen, bei denen das Glas allein über eine Silikonklebeschicht an dem Rahmen befestigt wurde [3]. Bei der Beratung entsprechender Zulassungsanträge im Sachverständigen-

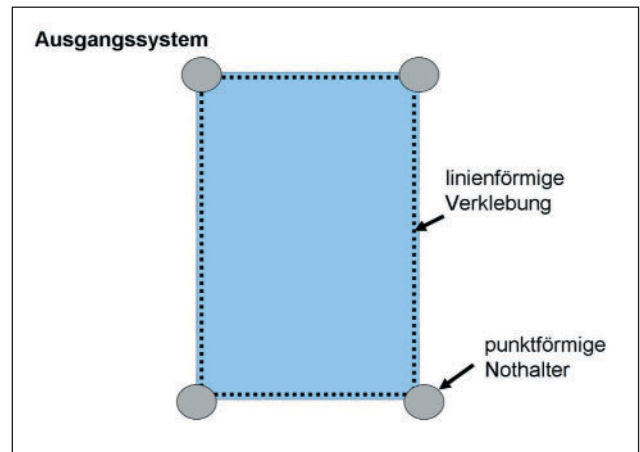


Abb. 11: Geklebte Glasfassade mit mechanischer Sicherung

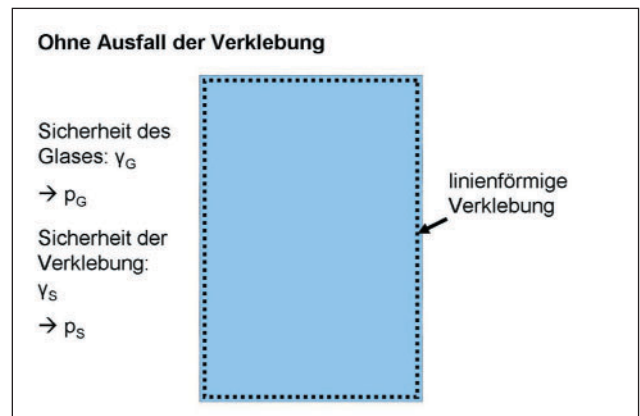


Abb. 12: System zur Bemessung der Verklebung

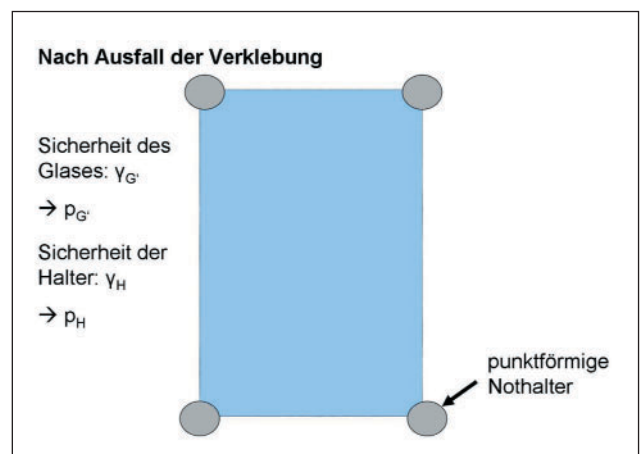


Abb. 13: System für den Nachweis der mechanischen Sicherung

ausschuss stand seinerzeit die Frage der Dauerhaftigkeit der Klebeverbindung im Zentrum. Als Grundsatzbeschluss wurde festgelegt, dass beim Einsatz in mehr als acht Meter Höhe eine zusätzliche mechanische Halterung mit einem globalen Sicherheitsfaktor von 1,1 vorzusehen sei (**Abb. 11** bis **Abb. 13**).

Die Bestätigung der Wirksamkeit des Grundsatzbeschlusses konnte Shen [4] in seiner Dissertation erbringen: **Abb. 14** zeigt die Struktur der probabilistischen Untersuchung, **Abb. 15** gibt die Abhängigkeit der Versagenswahrscheinlichkeit des Gesamtsystems von der Sicherheit der Verklebung mit und ohne mechanische Halterung wieder.

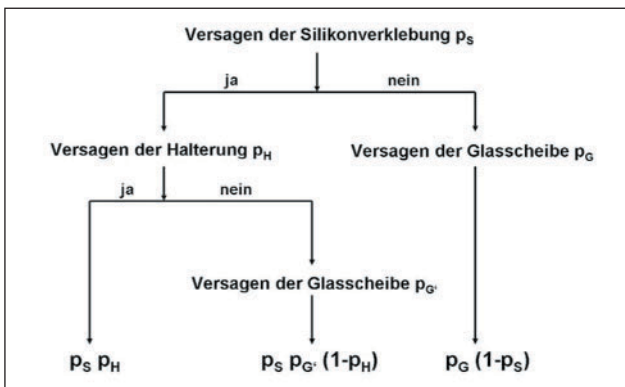


Abb. 14 Wahrscheinlichkeitsanalyse

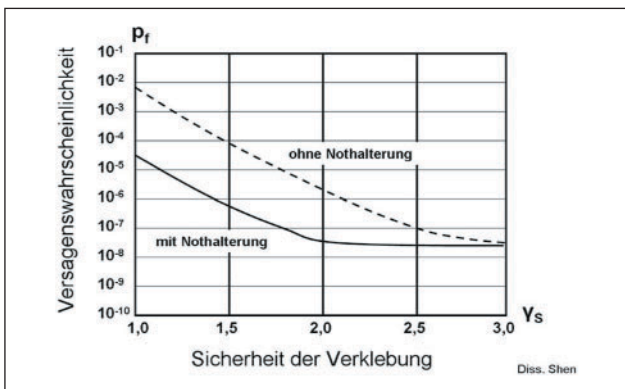


Abb. 15 Versagenswahrscheinlichkeit mit und ohne mechanische Sicherung

**Abb. 15** zeigt zum einen die Wirksamkeit der mechanischen Sicherung, zum anderen wird aber auch offensichtlich, dass bei ausreichendem Sicherheitsbeiwert der Verklebung eine zusätzliche mechanische Sicherung nicht erforderlich ist, wenn die Tragfähigkeit der Verklebung dauerhaft gewährleistet ist.

Basierend auf den damaligen theoretischen Ergebnissen und den mittlerweile gewonnenen Erfahrungen in der Baupraxis wird aktuell im Deutschen Institut für Bautechnik (Berlin) über eine Lockerung der Vorgaben diskutiert. Kleben hat mittlerweile einen Entwicklungsstand erreicht, der für

viele Anwendungsgebiete auch im Bauwesen eine sichere Verbindungstechnik garantiert. Es gilt nun, die Regelungen für die Materialuntersuchungen zur Qualifikation genauer festzulegen, um die verschiedenen Einflüsse, insbesondere die Alterung, zuverlässig beurteilen und im Nachweisverfahren berücksichtigen zu können.

## 5 Schlussfolgerungen

Kunststoff ist zweifellos ein Konstruktionsmaterial der Gegenwart und der Zukunft auch im Bauwesen. Die Konfektionierbarkeit von Kunststoff qualifiziert ihn als Baustoff für vielfältige Anwendungsgebiete. Zugleich sind die besonderen Eigenschaften des Kunststoffes in angemessener Weise bei der Berechnung und Bemessung zu beachten. Von besonderer Bedeutung sind die vergleichsweise niedrigen Steifigkeiten, die hohen thermischen Ausdehnungskoeffizienten und die starke Abhängigkeit der Tragfähigkeit von Zeit und Temperatur. Mit der BÜV-Empfehlung sind hier erste Schritte hin zu einem breiteren Einsatz im Bauwesen beschriftet worden.

Die Eigenschaften von Kunststoffen können auch bei Hybridstrukturen wirksam zur Geltung gebracht werden, sofern die Verträglichkeit der verschiedenen Konstruktionsmaterialien Beachtung findet.

Wie auch in anderen Fällen sollte nicht nach einem Patentrezept zur beliebigen Verwendung gesucht werden, sondern die qualifizierte Ingenieurleistung im Mittelpunkt stehen. Nur so können die Chancen und Risiken des Einsatzes von Kunststoff im Bauwesen erkannt und zum Wohle der zukünftigen Entwicklung genutzt werden.

## 6 Literatur

- [1] BÜV-Empfehlung Tragende Bauteile im Bauwesen, 2010
- [2] Gerd Habenicht: Kleben – erfolgreich und fehlerfrei, Vieweg Teubner, 2008
- [3] Johann-Dietrich Wörner; Schneider, J.; Fink, A.: Glasbau, Grundlagen, Berechnung, Konstruktion, Springer-Verlag, Berlin, 2001
- [4] Xiaofeng Shen: Dissertation „Entwicklung eines Bemessungs- und Sicherheitskonzeptes für den Glasbau“, Referat, Darmstadt, 1995

**Herausgeber:**

Bundesvereinigung der Prüfmgenieure für Bautechnik e.V.  
Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, Kurfürstenstr. 129, 10785 Berlin  
E-Mail: info@bvpi.de, Internet: www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

**Redaktion:**

Klaus Werwath, Lahring 36, 53639 Königswinter  
Tel.: 0 22 23/91 23 15, Fax: 0 22 23/9 09 80 01  
E-Mail: Klaus.Werwath@T-Online.de

**Technische Korrespondenten:****Baden-Württemberg**

Dr.-Ing. Frank Breinlinger, Tuttlingen

**Bayern:**

Dr.-Ing. Robert Hertle, Gräfelfing

**Berlin:**

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

**Brandenburg:**

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn, Herzberg

**Bremen:**

Dipl.-Ing. Ralf Scharmann, Bremen

**Hamburg:**

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann, Hamburg

**Hessen:**

Dipl.-Ing. Bodo Hensel, Kassel

**Mecklenburg-Vorpommern:**

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

**Niedersachsen:**

Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke, Braunschweig

**Nordrhein-Westfalen:**

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

**Rheinland-Pfalz:**

Dipl.-Ing. Günther Freis, Bernkastel-Kues

**Saarland:**

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

**Sachsen:**

Dr.-Ing. Klaus-Jürgen Jentsch, Dresden

**Sachsen-Anhalt:**

Dr.-Ing. Manfred Hilpert, Halle

**Schleswig-Holstein:**

Dipl.-Ing. Kai Trebes, Kiel

**Thüringen:**

Dipl.-Ing. Volkmar Frank, Zella-Mehlis

**BVPI/DPÜ/BÜV/vpi-EBA:**

Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann

**Druck:**

Vogel Druck und Medienservice, Leibnizstraße 5, 97204 Höchberg

**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 Prüfmgenieure für Bautechnik gehalten worden sind.

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

„Der Prüfmgenieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr.

Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.



