



Manfred Rübner

Silke Scheerer · Ulrich van Stipriaan (Herausgeber)

Festschrift
zu Ehren von
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h.
Manfred Curbach

Dresden, 28. September 2016

Impressum

Herausgeber	Silke Scheerer, Ulrich van Stipriaan	
Redaktion	Silke Scheerer	
Autorenfotos	<i>Fotostudio Jünger</i>	<i>S. 124 oben</i>
	<i>Edvard Krikourian</i>	<i>S. 124 unten rechts</i>
	<i>Kirsten J. Lassig</i>	<i>S. 12</i>
	<i>Bertram Lubiger</i>	<i>S. 192</i>
	<i>Juri Paulischkis</i>	<i>S. 104</i>
	<i>A. T. Schaefer, Stuttgart</i>	<i>S. 62</i>
	<i>Sylke Scholz, Dresden</i>	<i>S. 256</i>
	<i>Ulrich van Stipriaan</i>	<i>S. 80, 90, 104, 124 Mitte rechts, 146, 150, 152, 160, 216, 228, 234 Mitte links und unten links/rechts, 292, 320</i>
	<i>Nic Vermeulen</i>	<i>S. 280</i>
	<i>Irina Westermann</i>	<i>S. 42 oben</i>
	<i>Von Autoren zur Verfügung gestellt: S. 16, 24, 42 unten, 124 (2x), 178, 234 (3x)</i>	
Layout, Satz	Ulrich van Stipriaan	
Titelbild	Ulrich van Stipriaan	
Korrektur	Birgit Beckmann, Angela Heller	
Druck	addprint AG, Bannewitz	

Redaktionsschluss für dieses Buch war der 28. August 2016.

Inhalt

<i>Silke Scheerer, Ulrich van Stipriaan und Wolfgang Leiberg</i> Zum Geleit	8
Teil I – Texte zum Kolloquium	11
<i>Hans Müller-Steinhagen</i> Grußwort	12
<i>Harald Budelmann</i> Laudatio	16
<i>Konrad Bergmeister</i> Weniger ist manchmal mehr – ein Beitrag zur Mindestbewehrung	24
<i>Harald S. Müller und Michael Haist</i> Opus Caementitium Optimum – Der nachhaltige Beton des 21. Jahrhunderts	42
<i>Werner Sobek</i> Über die Gestaltung der Bauteilinnenräume	62
Teil II – Weitere Beiträge	79
<i>Thomas Bösche</i> Mehr Mut im Ingenieurbau.....	80
<i>Harald Budelmann und Sven Lehmborg</i> Von der Küchenarbeitsplatte zum leichten Tragwerk – Was kann ultrahochfester faserverstärkter Feinkornbeton?	90

<i>Luna Manolia Daga und Udo Wiens</i>	
Mehr als nur schwarze Buchstaben auf weißem Papier – Ein Essay	104
<i>Ulrich Häußler-Combe</i>	
Aspekte der Modellierung von Stahlbetontragwerken	108
<i>Josef Hegger, Norbert Will, Rostislav Chudoba, Alexander Scholzen und Jan Bielak</i>	
Bemessungsmodelle für Bauteile aus Textilbeton	124
<i>Frank Jesse</i>	
Über die Länge der Leine	146
<i>Peter Mark</i>	
Mit Leichtigkeit	150
<i>Steffen Marx</i>	
Gute Lehre im Konstruktiven Ingenieurbau	152
<i>Viktor Mechtcherine</i>	
Hochduktiler Beton – eine Konkurrenz zu Textilbeton?	160
<i>Karl Morgen</i>	
Deutschlands größte Kamera	178
<i>Peter Offermann</i>	
Wie alles begann	188
<i>Dirk Proske</i>	
Ist die Energiewende ein technischer Hype?	192
<i>Mike Schlaich</i>	
Die Hommage als Quelle der Inspiration	216

<i>Jürgen Schnell</i>	
Fashion Statement	228
<i>Mario Smarslik, Christoph Kämper, Patrick Forman, Tobias Stallmann, Peter Mark und Jürgen Schnell</i>	
Topologische Optimierung von Betonstrukturen	234
<i>Jürgen Stritzke</i>	
Leipziger Großmarkthalle – ein „Historisches Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland“	256
<i>Luc Taerwe</i>	
Self-anchored suspension bridges with prestressed concrete deck: historic examples	280
Teil III – Institut für Massivbau	291
<i>Silke Scheerer (Text) · Ulrich van Stipriaan (Fotos)</i>	
Massivbau an der TU Dresden gestern und heute	292
<i>Angela Schmidt</i>	
Die eingeschlichenen Fehler	320
<i>Manfred Curbach</i>	
Habilitation / Promotionen	326
<i>Ulrich van Stipriaan (Fotos)</i>	
Institut für Massivbau Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter	330



Silke Scheerer, Ulrich van Stipriaan und Wolfgang Leiberg

Zum Geleit

*Wolfgang Leiberg,
Oberingenieur Projekt-
management
Silke Scheerer, Geschäfts-
führende Oberingenieurin
Ulrich van Stipriaan,
Presse und Öffentlichkeits-
arbeit*

*Institut für Massivbau,
TU Dresden*

Wenn einer 60 wird, dann kann er was erleben. An Universitäten ist es seit geraumer Zeit üblich, diesen wie keinen anderen Geburtstag auch für ein wissenschaftliches Zusammenkommen zu nutzen. Zu Ehren des Jubilars treffen sich Freunde, Kollegen, Wegbegleiter (und das können in der Wirklichkeit Frauen wie Männer sein, auch wenn das in der sprachlichen Form nicht immer so deutlich wird!) zu einem Kolloquium, um Erreichtes aus den unterschiedlichsten Forschungsbereichen zu debattieren, und wohl auch, um in die Zukunft zu blicken. Die ist zwar, wie wir alle wissen, ungewiss – aber sie steht doch immer unmittelbar bevor und sollte schon deswegen nicht vernachlässigt werden.

Das Nachdenken über Fachliches und Allgemeines bleibt selbstredend nicht den Festrednern allein vorbehalten: Manfred Curbach, der Jubilar, hat im Lauf seines Lebens viele Menschen kennen und etliche auch schätzen gelernt. Sicher hätten

sie am liebsten alle einen Beitrag während des Kolloquiums vorgetragen oder aber wenigstens zur Veröffentlichung eingereicht. Aber das hätte eine Mammutsetzung und/oder eine mehrbändige Enzyklopädie ergeben. Und, ganz ehrlich: Wer soll das hören, wer soll das alles lesen? Wir haben doch alle keine Zeit!

In diesem Band findet man daher, auf Einladung des Orga-Trios, nur einen Bruchteil aller möglichen Autoren. Wir haben aus einer großen Liste ausgewählt, die Manfred Curbach uns zur Verfügung gestellt hatte. Und wir haben das politisch völlig unkorrekt getan, weil wir nicht metzgergleich abgewogen haben (und schon gar nicht die Standardfrage gestellt haben, ob's ein bisschen mehr sein dürfe). Vielmehr sollte bei einer überschaubaren Zahl von Texten (es sollten in etwa halb so viele werden wie der Jubilar an Lebensjahren aufweisen kann) ein möglichst buntes Spektrum von Themen

einen Mix ergeben, von dem wir hoffen, dass er des Lesens wert ist.

Die von uns angeschriebenen Autoren hatten dabei jegliche Freiheit bei der Themenwahl, wir hatten uns aber ausdrücklich auch abseitigere Themen gewünscht. Und so stehen jetzt launige Betrachtungen über Krawatten neben wissenschaftlich fundierten Betrachtungen zu Bemessungsmodellen für Bauteile aus Textilbeton, so findet sich ein fast 60zeiliges Gedicht neben 648 mal 60 Zeichen Fachbeitrag. Es gibt Überlegungen zur optimalen Lehre und Gedanken zur größtmöglichen Bindung durch Freiheit.

Aus den nicht geschriebenen Beiträgen hätte man gut und gerne noch drei weitere Bände gestalten können. Aber wie bei jedem gelungenen Forschungsprojekt gilt auch hier, dass am Ende noch Fragen offen sind, die zukünftig beantwortet werden müssen.

Eine Freiheit übrigens haben wir versucht, den Autoren zu nehmen. Wir hatten sie gebeten, den Jubilar durch besonders gelungene Gedanken, Texte und Fotos zu würdigen – und nicht durch persönliche Wünsche und Preisungen. Aus der Sicht der oft hartnäckigen, aber immer wissenschaftlich wie menschlich fairen Redaktion ist das auch gelungen. In der Konsequenz bedeutet der Verzicht auf einen Spitzenplatz in der Floskelwolke allerdings auch, dass man auf etwas verzichten müsste, was wie eine Floskel klingt.

Und so wünschen wir unserem Chef floskelfrei und doch klassisch zu seinem Jubiläum alles, alles Gute:

Herzlichen
Glückwunsch!

Das Lob

Als Herr K. hörte, daß er von früheren Schülern gelobt wurde, sagte er: „Nachdem die Schüler schon längst die Fehler des Meisters vergessen haben, erinnert er selbst sich noch immer daran.“

*Bertolt Brecht, Geschichten vom Herrn K.
[Fundstelle: mehrfach in diesem Internet]*

Teil I
Texte zum Kolloquium



Hans Müller-Steinhagen

Grußwort

*Prof. Dr.-Ing.
habil. DEng/Auckland
Hans Müller-Steinhagen
Dr. h.c./Brno Dr. h.c./Dankook*

*Rektor der
Technischen Universität
Dresden*

Sehr geehrter Herr Kollege Curbach,

es ist mir eine große Freude, Ihnen zu Ihrem 60. Geburtstag im Namen der Universitätsleitung der Technischen Universität Dresden sowie persönlich meine herzlichsten Glückwünsche zuteilwerden zu lassen.

Bereits seit 1994, also seit mehr als einem Drittel Ihrer Lebenszeit, dürfen wir Sie an unserer Universität als Professor für Massivbau zu schätzen wissen. Mit Fug und Recht kann ich behaupten, dass die Fakultät Bauingenieurwesen, unsere Hochschule und Ihr gesamtes Forschungsfeld ohne Sie um einiges ärmer wären. Was Sie mit Ihrer Arbeit bewirkt haben, ist enorm und findet nur unzureichend Platz und Anerkennung in einem Grußwort. Ich wage trotzdem einen kurzen Blick auf die vergangenen 22 Jahre, die Ihre zahlreichen und vielfältigen Errungenschaften verdeutlichen.

Schon in den 1990er-Jahren initiierten und betrieben Sie im Sonderforschungsbereich 528 *Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung* Grundlagenforschung zum Thema Textilbeton. Diese erfolgreiche Forschung wurde schließlich im Bereich Carbonbeton weitergeführt, der sich zu Ihrem jetzigen Steckenpferd und Aushängeschild des gesamten Instituts für Massivbau entwickelt hat.

Dass das Thema Transfer immer mehr Präsenz gewinnen würde, erkannten Sie früh. Dass Sie dieser Erkenntnis auch seit fast zehn Jahren folgen und Ihre Forschungsergebnisse systematisch in die Praxis einfließen lassen, ist jedoch alles andere als selbstverständlich. So wurden 2007 das Deutsche Zentrum Textilbeton sowie 2009 der TUDALIT e.V., ebenfalls mit Schwerpunkt Textilbeton, gegründet. Es folgten 2014 die CarboCon GmbH und schließlich

der C³ – Carbon Concrete Composite e.V., dessen gleichnamiges Projekt unlängst mit dem Preis des Wettbewerbs *Ausgezeichnete Orte im Land der Ideen* ausgezeichnet wurde. Zu Recht, denn das neben nur neun anderen vom Bundesministerium für Bildung und Forschung im Rahmen des „Zwanzig20“-Programms geförderte Projekt hat sich mit mittlerweile 140 Partnern aus Forschung und Industrie zu einem Großprojekt für Bauingenieure entwickelt, das in Deutschland seinesgleichen sucht.

Auch bei vielen erfolgreichen weiteren Projekten, wie zum Beispiel dem DFG-Schwerpunktprogramm 1542 *Leicht Bauen mit Beton*, das 2011 startete und 2014 erfolgreich verlängert wurde, treten Sie als Initiator und Koordinator auf.

Es mag einen bei dieser wissenschaftlichen Umtriebigkeit nicht verwundern, dass Sie auch publizistisch höchst aktiv sind. Dabei verweise ich mitnichten ausschließlich auf Ihre rege Publikations-tätigkeit und die entsprechende Wahrnehmung in der akademischen Gemeinschaft, sondern beispielsweise auch auf Ihre Mitherausgeberschaft der 3. Auflage des Handbuchs *Brücken* im Verlag Springer Vieweg oder gar auf Ihre Pläne, als Leiter einer Gruppe der *International Federation for Structural Concrete*, ein Buch zur Geschichte der Betonbauweise zu veröffentlichen.

Lieber Kollege Curbach, eines beeindruckt mich dabei immer wieder: Ungeachtet der baulichen



*Manfred Curbach und
Hans Müller-Steinhagen
beim Dresdner Brücken-
bausymposium (Foto:
Ulrich van Stipriaan)*

Dimensionen, mit denen Sie sich in Ihrem Fach beschäftigen, Ihrer kühnen Vision hinsichtlich des breiten Einsatzes von Carbonbeton in der Zukunft oder der unkonventionellen Denkrichtungen, die Sie mitunter einschlagen, nie habe ich erlebt, dass Sie sich in abgehobene Thesen versteigen oder sich zu einem ebensolchen Verhalten hinreißen lassen.

Dass Sie es trotz dieses wahrgenommenen Mangels an Abgehobenheit mit Ihrer Forschung wortwörtlich „bis zum Mond“ gebracht haben, be-

legt nur noch einmal den Erfolg der Curbach'schen Herangehensweise. Seit einigen Jahren erforschen Sie mit Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftlern verschiedenster Disziplinen im Projekt ROBEX (*Robotische Erkundung unter Extrembedingungen*) den Einsatz von Beton auf dem Mond und in der Tiefsee.

Mit Ihrem Gespür für Möglichkeiten, Ihrer Ernsthaftigkeit und Beharrlichkeit, kombiniert mit einem stets interessierten und ganzheitlichen Blick auf Themen und Menschen, bringen Sie genau diese beiden letztgenannten zunächst fruchtbar zusammen und vor dem Hintergrund Ihres Forschungsanliegens innerhalb beeindruckender Projekte immer weiter nach vorne.

Zweifelsohne hat Ihre Arbeit einen enormen Impact, welcher sich in einer Vielzahl von Auszeichnungen und unter anderem Ihrer Aufnahme als Mitglied in der Nationalen Akademie der Wissenschaften Leopoldina im Jahre 2013 niederschlägt. Von dieser Außenwirkung profitiert natürlich auch die TU Dresden in hohem Maße. Wir profitieren aber auch „nach innen“ von Ihrem Wirken, beispielsweise von Ihrer Funktion als Prorektor für Universitätsentwicklung 2006 bis 2010 sowie von Ihrem Engagement bei der Betreuung unseres studentischen und wissenschaftlichen Nachwuchses.

Auch wenn es sich zum Anlass eines 60. Geburtstages ziemt, auf ein erfolgreiches Leben und

eine ebensolche Schaffensperiode zurückzublicken, würde diese alleinige Blickrichtung der Person Manfred Curbach nicht im Geringsten gerecht werden. Alle Projekte aus Ihrer Hand sind deutlich gen Zukunft gerichtet. So beschäftigen Sie sich neben den bereits erwähnten Thematiken seit einiger Zeit vermehrt mit Impaktbelastungen von Beton, welche schon in Ihrer Promotionszeit Ihr Interesse geweckt haben. Inzwischen wurden an der TU Dresden bereits mehrere Projekte zu diesem Thema erfolgreich initiiert, weitere sind in Planung. Man kann nur mit Staunen und Vorfreude erahnen, welche buchstäblich bahnbrechenden Wege Sie mit diesen Initiativen in Zukunft einschlagen werden.

Im Namen der TU Dresden danke ich Ihnen, dass Sie diese Wege immer wieder neu erkennen, freilegen und mit Herzblut, einem großen Forschungs- und Innovationsgeist und letztendlich großem Erfolg bewandern.

Lieber Kollege Curbach, lassen Sie sich gebührend feiern! Ich wünsche Ihnen für Ihr weiteres Wirken und Ihr persönliches Wohlbefinden alles Gute!

Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland
Hans Müller-Steinhagen
Rektor der Technischen Universität Dresden



Harald Budelmann

Laudatio

Prof. Dr.-Ing.
Harald Budelmann

Institut für Baustoffe, Massiv-
bau und Brandschutz (iBMB),
TU Braunschweig

Save the Date: DD MC 56. Vermutlich werden sich die meisten der anwesenden Gäste an den nun schon einige Monate zurückliegenden Erhalt einer Postkarte mit dieser Aufschrift erinnern.

Diese Ankündigung ist in mancherlei Hinsicht deuthausreich. Zunächst postuliert sie eine besondere

Auto-Affinität des Jubilars, die zumindest dem Laudator bisher nicht bekannt war. Interessanter ist aber der enthaltene und offenbar gewollte Altershinweis auf seinem tatsächlichen Autokennzeichen. Denn solch ein Hinweis auf das Produktionsjahr auf einem Kfz-Kennzeichen macht sofort deutlich, dass es sich um ein älteres Modell handelt.



Save the Date! Ankündigung zum Festkolloquium

(Foto: Ulrich van Stipriaan)



*Save the Date!
Korrigierte Ankündigung
zum Festkolloquium*

*(Foto:
Ulrich van Stipriaan;
modifiziert auf Wunsch
des Autors)*

Ältere Modelle dürfen ab einem Alter von 30 Jahren den Zusatz „H“ für „historisch“ tragen. Ein sechzigster Geburtstag rechtfertigt diesen Zusatz also allemal. So hätte man doch eigentlich die Ankündigungskarte wie folgt erwarten dürfen: DD MC 56H. Ich empfehle auch die Änderung am derzeitigen Fahrzeug von Manfred Curbach.

Durch diese kleine Anpassung, hier nachträglich vollzogen, wird das Modell Manfred Curbach, außer altersgerecht gekennzeichnet, auf eine neue Bedeutungs- und Wertschätzungsstufe gehoben. Denn durch das H-Kennzeichen wird Manfred Curbach zum „technischen Kulturgut“ erklärt, hier wohl treffender zur „Kultperson der Technik“ erhoben.

Woher rührt eigentlich die hohe Wertschätzung und Beliebtheit gut erhaltener historischer Model-

le? Schließlich können sie mit rezenten Modellen nicht mehr in jeder Hinsicht mithalten, haben gewisse „klimakterische“ Nutzungseinschränkungen, sind oft langsamer und pflegeintensiver, haben eine erhöhte Rostanfälligkeit, manche stinken womöglich, ächzen in den Fahrgestellen und machen durch hustende Fehlzündungen auf sich aufmerksam. Nun, Liebhaberei kann man rational nicht wirklich begründen. Essentiell ist, dass Liebhaberstücke stets selten sind, viele sie mögen, und ihre Besitzer sie sorgsam pflegen und stolz achten. Und eben diese Verbindung von Seltenheit mit besonderer Pflege und Achtung für ein Liebhaberstück macht sie wertvoll und wertbeständig, verspricht so eine lange und durchaus nützliche Restlebensdauer im Sinne echter Nachhaltigkeit.

Einer Laudatio zum sechzigsten Geburtstag obliegt die Prüfung, ob die strengen Anforderungen

*Das
besondere Gespür
Manfred Curbachs
für den
richtigen Schritt
zur richtigen Zeit
mit den
richtigen Partnern*

für den Verleih der H-Kennzeichnung, außer durch das bloße Alter selbst, überhaupt erfüllt werden. Grundanforderung für die Anerkennung ist keinesfalls ein Zustand wie zur seinerzeitigen Auslieferung, doch soll das Modell insgesamt gut in Schuss und in weitgehendem Originalzustand sein. Ein Reifeprozess darf, ja soll sogar sichtbar sein. Zeitgenössisches Zubehör ist erlaubt, aber dem späteren Zeitgeschmack folgende Umbauten wie große Spoiler oder dicke Socken sind nicht adäquat.

Ernsthafte Zweifel an der Anerkennungsfähigkeit bestehen im hier zu prüfenden Fall *a priori* nicht, doch möge der folgende Blick auf die Entstehungs-, Entwicklungs-, Nutzungs- und Instandhaltungsgeschichte des spätestens mit dem heutigen Ereignis historisch gewordenen Modells Manfred Curbach die Bestätigung des Erhalts der Originalität und der Erhaltungswürdigkeit liefern.

Im Ruhrgebiet geboren und aufgewachsen nahm der akademische Werdegang Manfred Curbachs in Dortmund seinen Anfang. Das Studium des Konstruktiven Ingenieurbaus an der Universität Dortmund bei Josef Eibl von 1977 bis 1982, dem das Talent des Manfred Curbach schon früh aufgefallen war, absolvierte er mit ausgezeichnetem Erfolg und bereits als Mitglied in der Studienstiftung des Deutschen Volkes. Das besondere Gespür Manfred Curbachs für den richtigen Schritt zur richtigen Zeit mit den richtigen Partnern – es zieht sich wie ein roter Faden durch seinen beruflichen Werdegang – ließ

ihn 1984 seinem Doktorvater Josef Eibl an die Universität Karlsruhe folgen.

In jenen Jahren schaute die Forschung im Betonbau und in der Betontechnologie nach Karlsruhe; Hubert Hilsdorf und Josef Eibl waren prägende Figuren dieser Epoche, beide eckig und kantig, der eine bajuwarisch polternd, der andere subtil messerscharf, beide unerbittlich in ihrem wissenschaftlichen Anspruch und in dem an ihre Mitarbeiter. Karl Kordina und Ferdinand Rostásy an der TU Braunschweig, in deren Institut ich zu jener Zeit Doktorand war, setzten uns die hohen Karlsruher Maßstäbe als Zielmarke. Im Jahr 1988 fand in Braunschweig das Abschlusskolloquium zum DFG-Schwerpunktprogramm „Stoffgesetze im Konstruktiven Ingenieurbau“ statt. Nach meiner Erinnerung begegnete ich dort erstmals Manfred Curbach, der einen Vortrag über das „Materialverhalten bei hoher Belastungsgeschwindigkeit“, sein Promotionsthema, hielt. Und ich bewunderte die Klarheit des Vortrags, die wohlgesetzten Formulierungen und die Verbindlichkeit der Vermittlung. „Überzeugen“ statt „Überwältigen“ als strategische Methode; wer im Raum kennt sie nicht, die einnehmende Überzeugungskraft von Manfred Curbach?

Ich erinnere mich noch gut an jene Zeit nach der Promotion und vor der Frage stehend: Und was nun? Positiv ausgedrückt war ich damals „nach allen Seiten offen“. Und Manfred Curbach? Augen-

scheinlich tat er einfach das, was ein konstruktiver Ingenieur tun muss, um berufliche Praxis zu erwerben; er trat in ein renommiertes Ingenieurbüro ein und widmete sich dem Entwurf und der Konstruktion von Brückenbauwerken. Ich glaube, er war damals bereits geleitet durch einige Grundüberlegungen, die auf seinem weiteren Berufsweg bis heute sehr deutlich wurden und diesen prägen:

Müssen unsere oft gar nicht so weit gespannten Straßen- und Eisenbahnbrücken eigentlich so aussehen, wie sie es tun, oft so wenig ästhetisch ansprechend und so plump und ressourcenintensiv? Warum haben wir verlernt, was z. B. schon Robert Maillart konnte, dessen Werk Manfred Curbach sich bei seinem Studienaufenthalt an der University Princeton widmete? Wie muss man bauen, um Brücken eleganter und gleichzeitig langlebiger zu machen? Und wie können Bauwerke effektiver und ressourcenschonender instandgesetzt werden?

Die Baupraxis ist nur begrenzt ein geeigneter Platz für die Verfolgung von Visionen. „Wer Visionen hat, sollte zum Arzt gehen“ sagte bekanntlich Helmut Schmidt. Manfred Curbach ging lieber zurück an die Universität. Er folgte 1994 dem Ruf der TU Dresden auf den Lehrstuhl für Massivbau. Der Blick zurück auf die seither vergangenen gut zwanzig Jahre eröffnet eine geradezu atemberaubende Bilanz, sowohl für die TU Dresden als auch für das dortige Bauingenieurwesen, für den Massivbau insgesamt und schließlich für die überfachliche

Diskussion und Entwicklung der Ingenieurwissenschaften. Die TU Dresden ist in den Kreis der angesehensten Universitäten Deutschlands und international zurückgekehrt, die Fakultät Bauingenieurwesen ist wieder Ort wesentlicher bautechnischer und bauwissenschaftlicher Entwicklungen wie seinerzeit zu Beginn im 19. Jahrhundert. Einen gehörigen Anteil an dieser Entwicklung hatte und hat Manfred Curbach. Er hat durch visionäre Forschungsthemen und durch die Übernahme wichtiger Funktionen in der Fach-Community die Entwicklung maßgeblich geprägt.

Ideen zu haben, diese treffend und mitreißend artikulieren zu können – letzteres nicht unbedingt eine Grundtugend von Ingenieuren – und schließlich Verantwortung und ein immenses Arbeitspensum zu übernehmen, bleibt nicht folgenlos. Manfred Curbach hat eine Fülle von Aufgaben und Funktionen in hohen und anspruchsvollen Positionen übernommen und in allen Fällen wichtige Erfolge erreicht:

Er gehört zahlreichen internationalen und nationalen Fachgremien an, ist langjährig im wissenschaftlichen Beirat der Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“ engagiert, ist Fachgutachter und Fachkollegiat der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG), war Mitglied des Senats der DFG, war Vorstandsvorsitzender der VDI-Gesellschaft Bautechnik, ist Leiter der deutschen Delegation des internationalen Betonverbandes fib und bekleidete schließlich acht Jahre lang das wohl höchste

Der Blick zurück auf die vergangenen gut zwanzig Jahre eröffnet eine geradezu atemberaubende Bilanz, sowohl für die TU Dresden als auch für das dortige Bauingenieurwesen

*Die Zukunftsvision
von
Manfred Curbach
für das
Bauen mit Beton:
leichter,
ästhetischer,
ressourcens-
chonender,
langlebiger*

und wichtigste Amt im Bereich des Stahlbeton- und Spannbetonbaus in Deutschland, nämlich den Vorstandsvorsitz im Deutschen Ausschuss für Stahlbeton. Über die eigenen Fachgrenzen hinweg brachte er vier Jahre seine Arbeit als Prorektor der TU Dresden für die Universitätsentwicklung ein. Die Nationale Akademie der Wissenschaften Leopoldina und die Sächsische Akademie der Wissenschaften nahmen Manfred Curbach als Mitglied auf.

Man könnte sich vorstellen, dass all das einen fleißigen Menschen auszulasten vermag. Nimmt man die Arbeit als Hochschullehrer und Wissenschaftler sowie die als Ingenieur in der Baupraxis, als Partner im Ingenieurbüro und als Prüflingenieur für Baustatik hinzu, wird die Bilanz unvorstellbar. Über 500 Fachveröffentlichungen und über 60 in der Vergangenheit und aktuell betreute Dissertationen vermitteln einen Eindruck des Geleisteten.

Einige der wohl wichtigsten Impulse der vergangenen Jahre für die Weiterentwicklung der Massivbauweise gehen auf Manfred Curbach zurück. So schrieb er im Antrag für das von ihm initiierte, beantragte und bis heute geleitete DFG-Schwerpunktprogramm 1542 „Leicht Bauen mit Beton“:

„Als Wissenschaftler müssen wir Lösungen für heute bereits erahnbare, in Zukunft aber reale, drängende Probleme finden. Es erfordert Mut,

den Schritt vom Materiellen zur Idee, vom Körperlichen zum Geistigen, vom plumpen Betonbau der Vergangenheit zur Filigranität und Leichtigkeit des Betonbaus der Zukunft zu gehen, denn der Erfolg kann nicht garantiert werden.“

Joseph Beuys hat das so formuliert:

„Die Zukunft, die wir wollen, muss erfunden werden, sonst bekommen wir eine, die wir nicht wollen.“

Die Zukunftsvision von Manfred Curbach für das Bauen mit Beton klingt so einfach und unterscheidet sich doch gar nicht sehr von der vieler von uns hier auf dieser Festveranstaltung: leichter, ästhetischer, ressourcenschonender, langlebiger. Doch niemand hat es verstanden wie er, hieraus Botschaft, Leitbild und – viel besser noch – großartige und wegweisende Forschung zu gestalten.

Zwölf Jahre lang hat er den von ihm mitinitiierten DFG-Sonderforschungsbereich 528 „Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung“ geleitet und gemeinsam mit den Kollegen des an der RWTH Aachen gleichzeitig bearbeiteten Sonderforschungsbereichs 532 „Textilbewehrter Beton – Grundlagen für die Entwicklung einer neuen Technologie“ die Grundlagen für den Betonbau mit nichtmetallischer Bewehrung gelegt. Nicht nur der wissenschaftliche Ertrag des SFB, die Vielzahl der Dissertationen und Veröffentlichungen

sowie die Transferergebnisse in die Praxis sind bemerkenswert. Das haben schon einige SFBs gut gemacht. Viel mehr noch beeindruckte der Geist des Unternehmens, den man dort spürte, die Art der unkomplizierten Zusammenarbeit, die Begeisterung der Doktoranden, die eigenständige Einbindung von Nachwuchswissenschaftlern in die Projektleitung, die Förderung von Frauen und Familien, der Aufbau eines SFB-eigenen Kindergartens, ein perfektes Wissenschaftsmarketing unter Nutzung des seinerzeit noch neuen DFG-Instruments DFG Science-TV und manches mehr.

Fast konnte man es ahnen, das Meisterstück von Manfred Curbach stand noch bevor: Es heißt C³ – Carbon Concrete Composite und setzt auf dem Sonderforschungsbereich auf; aber wie! Ich zitiere aus dem Initialkonzept von 2013: „Das Bauen muss sich verändern, wenn es besser werden soll. ... Wir bieten die Lösung und sagen: Das Zeitalter des Stahlbetons ist vorbei, Carbon Concrete Composite läutet den Paradigmenwechsel ein. ... Die Zukunft gehört der hochtechnologischen Verbindung von Carbon und Beton. ... Wir machen den Schritt vom plumpen Betonbau der Vergangenheit zur Filigranität, Leichtigkeit und Ästhetik des Betonbaus der Zukunft. ... Wir revolutionieren das Bauen.“ Hand aufs Herz, wer sonst unter uns hätte das gewagt?

Pablo Picasso sagte: „Es gibt den Maler, der aus der Sonne einen gelben Fleck macht, aber es gibt

auch den, der mit Überlegung und Geschick aus einem gelben Fleck eine Sonne macht.“

Und mit C³ hat Manfred Curbach eine solche Sonne geschaffen: Eines von zehn der durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung im Rahmen des Programms „Zwanzig20 – Partnerschaft für Innovation“ geförderten Projekte. In dem mit 45 Mio. Euro geförderten Projekt C³ arbeiten inzwischen 140 Partner aus Wissenschaft, Wirtschaft, Verbänden und Vereinen zusammen. Die gesamte Wertschöpfungskette von den Grundmaterialien über die Produktentwicklung bis zur Fertigung, einschließlich Konstruktions- und Bemessungsregeln bis zum fertigen Bauwerk ist in diesem gigantischen Verbund integriert, der die Dimension der uns gewohnten universitären Forschung und Entwicklung sprengt.

Man muss visionärer Forscher sein, um einen solchen Verbund zu initiieren und erfolgreich zu leiten. Aber auch viel mehr als das: begeisternder, motivierender, gewinnender, delegierender, vertrauender, teilender und bescheidener Mensch und schließlich ein begabter Manager.

Vor kurzem fand in Dresden die erste interne Fachkonferenz des seit ca. zwei Jahren arbeitenden Verbundes C³ statt. Fast 200 Projektbeteiligte kamen zusammen, um den Arbeitsstand zu diskutieren. Manfred Curbach begrüßte mit folgenden Worten:

*Die Zukunft
gehört der hoch-
technologischen
Verbindung von
Carbon und Beton.*

*...
Wir revolutionieren
das Bauen!*

„Zuerst schauen Sie mal nach oben an die Decke.“ (Man sah dort eine alte, unverkleidete Stahlbetondecke, bestehend aus gevouteten Haupt- und Nebenträgern mit erstaunlich kleinen Abmessungen und einer vermutlich recht dünnen Deckenplatte darauf.) „So etwas wollen wir wieder bauen können – in carbonbewehrtem Beton!“

Vision, Botschaft, Auftrag: schlicht, klar, unmissverständlich, freundlich und gewinnend vorgetragen. So geht das also, das Geheimnis liegt darin, das Komplexe und Komplizierte einfach und erreichbar erscheinen zu lassen.

*Ein echtes Unikat
von unschätzbarem
Wert*

Wer nun den Eindruck gewinnt, Manfred Curbach wäre nur eine Art moderner Rattenfänger, der ein besonderes Flötenspiel beherrscht, der irrt. Wenn man ein Ziel erreichen will, muss man wissen, wo man gestartet ist, und den Weg zum Ziel beherrschen. Darin steckt harte Arbeit. Manfred Curbach verbindet großes fachliches Können mit solider humanitärer und geschichtlicher Bildung; er ist ein ernsthafter und nachdenklicher Mensch, der aber auch weiß, wie man etwas präsentieren muss, um wahrgenommen zu werden.

Die Berlin-Brandenburgische Akademie der Wissenschaften hat ihrem Gründer Gottfried Wilhelm Leibniz in diesem Jahr, dem Jahr seines dreihundertsten Todestages, das Jahresthema gewidmet: Vision als Aufgabe. Leibniz' Losung war „Theoria cum praxi“; sehr frei interpretiert: Wissenschaft

zwischen Neugierde und Nutzen. In der wissenschaftlichen Arbeit von Manfred Curbach findet sich manches Gedankengut und Handeln des Leibniz'schen Wissenschaftsverständnisses.

Mit einem großen Gedankensprung erlaube ich mir ein legeres, ja flapsiges Fazit, wie schon der Beginn meiner Ausführungen erkennen ließ, mit Blick auf die beiden rechts gezeigten historischen Modelle. Links sieht man den Ferrari 335 S Scaglietti, den teuersten Oldtimer der Welt, der in diesem Jahr für 32 Mio. € ersteigert wurde.

Gehen wir nun von einem etwa gleichen Zustand beider Modelle aus, nämlich der Note 2, was bedeutet, dass der Zustand annähernd dem Originalzustand entspricht, das Modell leichte Gebrauchsspuren aufweist, aber technisch mängelfrei ist – übrigens wurde beim linken Modell vor Jahrzehnten eine Nasenkorrektur zur Verbesserung der Anströmung vorgenommen. Man sieht, dass unser Jubiläumsmodell Manfred Curbach in keinem Kriterium schlechter abschneidet als der teuerste Oldtimer der Welt, um den sich, wie es heißt, bei der Auktion Lionel Messi und Cristiano Ronaldo eine Bieterschlacht geliefert haben sollen. Auch gibt es ganz sicher kein weiteres Modell seinesgleichen, er ist ein echtes Unikat von unschätzbarem Wert!

Dem historischen Modell Manfred Curbach einen herzlichen Glückwunsch zum 60. Geburtstag und die besten Wünsche für Werterhalt und Langlebigkeit!



Modell: Ferrari 335 S Scaglietti
Zustand: 2
Baujahr: 1957
Exemplare: 4
Wert: 32 Mio. €



Modell: Manfred Curbach
Zustand: 2
Baujahr: 1956
Exemplare: 1
Wert: unschätzbar

*Zwei wertvolle Oldtimer
(Fotos:
Ulrich van Stipriaan)*



Konrad Bergmeister

Weniger ist manchmal mehr – ein Beitrag zur Mindestbewehrung

*O. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.
phil. Dr. techn. Dr.-Ing. E.h.
Konrad Bergmeister MSc.
Ph.D.*

*Professor am Institut für
Konstruktiven Ingenieurbau
(IKI), Universität für Boden-
kultur Wien
und u. a. Schriftleiter der Zeit-
schrift Beton- und Stahlbeton-
bau sowie Mitherausgeber
des Betonkalenders*

E

1 Eine kritische Reflexion

Eine kritische Reflexion über die Mindestbewehrung am Beispiel von massiven Tragelementen aus Konstruktionsbeton wird in dieser Publikation angestellt. Grenzwerte wie die Mindestbewehrung werden in den Normen deshalb angeführt, um diskrete größere Risse, ein sprödes Versagen oder um einen Wechsel von Versagensmechanismen zu vermeiden.

„Wenn wir robust konstruieren, braucht es keine Mindestbewehrung“ (siehe dazu auch Polónyi [1] und Pukte et al. [2]) – mit dieser These soll am Beispiel der Wildbachsperrn gezeigt werden, dass durch die geeignete Materialwahl und eine gute konstruktive Durchbildung massive Bauteile auch

mit weniger oder ohne Mindestbewehrung ausgeführt werden können, Bergmeister et al. [3].

Zuerst betrachten wir die verschiedenen Ebenen, um die Voraussetzungen dieser These zu erarbeiten:

Systemebene: Optimierung der statischen Systeme und/oder Optimierung der Geometrie und der Randbedingungen durch Berücksichtigung der zweiachsigen Wirkung der Platten von Wildbachsperrn unter der Wirkung von Talflanken sowie der Auflagerung in eingeschütteten Bereichen mittels Bewertung der Bettung.

Betontechnologische Ebene: Reduktion der Hydratationswärme und damit der Rissbildung durch betontechnologische Maßnahmen (Zusatzstoffe, Wahl puzzolanischer Zemente, Nachbehandlung etc.).

Bewehrungsebene: Konstruktive Optimierung unbewehrter Querschnitte oder gering bewehrter Bauteile bzw. Bauteilbereiche, die geringer beansprucht werden. Ziel ist es, einen von der Querschnittshöhe entkoppelten Ansatz der Mindestbewehrung zu entwickeln. Auch könnten Bewehrungsstähle oder Faserverbundwerkstoffe mit höherer Festigkeit eingesetzt werden, wodurch die Anzahl der Bewehrungslagen verringert und die Betonierbarkeit des Bauteils verbessert würde.

2 Konstruktionen von Wildbachsperren

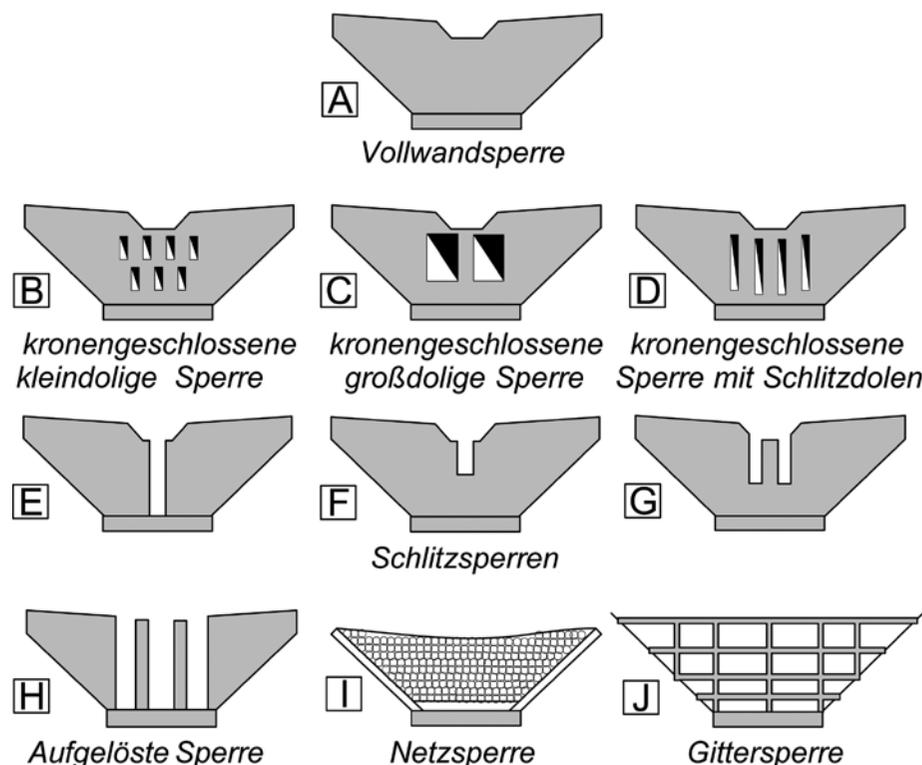
2.1 Einführung und Klassifizierung von Wildbachsperrentypen

Der Schutz vor Naturgefahren wird in Einklang mit integralen Maßnahmen im Einzugsgebiet vorwiegend durch permanente technische Schutzkonstruktionen, wie Wildbachsperren im Falle von Muren oder Lawinen, gewährleistet. Der Großteil der heute errichteten Wildbachsperren wird in Stahlbetonbauweise mit massiven (dicken) Querschnitten ausgeführt. Die Bemessungsvorgaben hinsichtlich Mindestbewehrung wurden in den aktuellen eurocodenahen Normen primär für übliche Querschnitte mit geringeren Querschnittshöhen entwickelt. Für massive Bauteile, wie diese bei Wildbachsperren zum Einsatz kommen, ist die Abschätzung der Zwangsbeanspruchungen und der daraus resultierenden Mindestbewehrung zur Verhinderung der Rissbildung umstritten, vgl. Bödefeld et al. [4]. Der in der EN 1992-1-1 [5] entwickelte Ansatz der

Biegemindestbewehrung wurde nicht für massive Bauteile entwickelt. Durch numerische Simulationen, In-situ-Beobachtungen und experimentelle Materialuntersuchungen wurde daher ein alternativer Vorschlag ausgearbeitet.

In Österreich wurden eigene Normen für die Planung, Bemessung und konstruktive Durchbildung von Wildbachsperren, die ONR 24800 [6], ONR 24801 [7] und ONR 24802 [8], entwickelt.

*Bild 1
Beispiele für Typen von
Wildbachsperren nach
Konstruktionsart, nach
ONR 24800 [6]*



2.2 Modellierung der Tragstruktur

Schutzkonstruktionen können gerade im Gebirge eine mehrfache Funktion erfüllen. Im Winter gewähren sie einen Schutz gegen Lawinen, im Sommer dienen sie als Murenschutz. Bei solchen Mehrzwecksperrern kommen verschiedene Lastfallkombinationen zum Tragen, Schäfer/Hilber [9]:

- ❑ leere Sperre mit Murenanprall,
- ❑ leere Sperre mit Lawinenanprall,
- ❑ teilgefüllte konsolidierte Sperre mit Lawinenanprall im oberen Bereich.

Vielfach wird der Murdruck mit dem 1,2- bis 1,8-fachen Wasserdruck dreiecksförmig angesetzt. Lawinenbelastungen werden als gleichförmige Belastung bis 100 kN/m^2 angesetzt.



*Bild 2
Ausgeführtes Beispiel
und 3D-Modell einer
Geschiebedosiersperre
(Foto und Grafik:
Emanuel Strieder)*

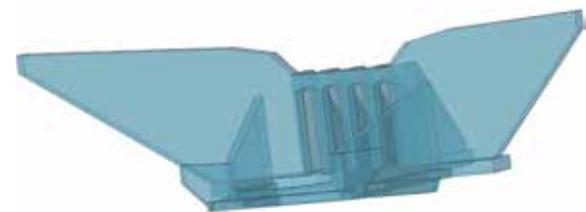
Die Sperren werden größtenteils freistehend berechnet. Seitliche Einspannungen in Felsbereiche werden infolge der meist ungleichmäßigen Felssituationen auf den beiden Talseiten fast nie berücksichtigt. Aus diesem Grund kommen auch Bogensperren nur selten zum Einsatz.

Bei mehrdimensionalen Berechnungen werden berg- und talseitige Zuschüttungen berücksichtigt; bergseitige als aktive Lasten und talseitige als Federsteifigkeiten mittels Bettungszahlen.

3 Einflussfaktoren zur Rissbildung

3.1 Physikalische Grundlagen

Die Frührisse im jungen Beton entstehen primär durch die Wärmeentwicklung während der Hydratation. Die zeitabhängige Entwicklung der mechanischen Materialparameter, der Wärmefreisetzung und der daraus resultierenden Spannung wurde im Rahmen eines Forschungsprojektes mit nichtlinearen FE-Berechnungen an Wildbachsperrern ermittelt, Bergmeister et al. [3].



Während des durch die Hydratation hervorgerufenen Anstiegs der Betontemperatur entwickeln sich die Materialparameter E-Modul, Zugfestigkeit, Druckfestigkeit, Wärmeleitfähigkeit, Wärmekapazität etc. Sobald die Zugspannungen im Bauteil die Zugfestigkeit überschreiten, kommt es zur Rissbildung. Ob und wann die Rissbildung eintritt, ist von der zeitlichen Entwicklung der einzelnen Parameter abhängig. Üblicherweise wird die Entwicklung der Materialparameter durch Laborversuche bestimmt und für das Rechenmodell in Form von Entwicklungsfunktionen beschrieben. Die derzeit gängigsten Ansätze zur Beschreibung der Entwicklung der Materialparameter sind das Braunschweiger Stoffmodell (Rostásy/Krauß [10], Rostásy et al. [11]), das skandinavische Stoffmodell [12] und das im MC 90 [13] verankerte Stoffmodell.

Neben den Festigkeiten verändert sich auch die Querdehnzahl, welche vor dem Erstarren des Betons 0,5 ist. Zu Beginn der Erhärtung nimmt die Querdehnzahl rasch auf ca. 0,1 ab und steigt dann allmählich wieder bis zum Endwert von 0,2, Schutter/Kovler [14].

Der Hydratationsgrad ist das Verhältnis der zum Zeitpunkt t freigesetzten Hydratationswärme zur maximal freisetzbaren Hydratationswärme, wie in Gleichung (1) ersichtlich.

$$\alpha(T(t)) = \frac{Q(T(t))}{Q_{\text{pot}}} \quad (1)$$

Mit:

$\alpha(T(t))$ Hydratationsgrad zum Zeitpunkt t

$Q(T(t))$ Zum Zeitpunkt t freigesetzte Hydratationswärmeenergie

Q_{pot} Maximal freisetzbare Hydratationswärme

Sowohl der Widerstand als auch die Zwangseinwirkung ändern sich zeitlich, wodurch die Nachweise zu den maßgeblichen Zeitpunkten zu führen sind. Aus diesem Grund sollten zumindest die Fälle früher und später Zwang bei der Bemessung getrennt betrachtet werden, siehe Meier [15].

Die effektive Betonzugfestigkeit $f_{\text{ct,eff}}$ darf nach derzeitigem Stand der EN 1992-1-1 [5] (und auch nach der davon abgeleiteten ONR 24802:2011 [8]) pauschal mit 50 % der mittleren Zugfestigkeit nach 28 Tagen angenommen werden, wenn die Rissbildung in der frühen Erhärtungsphase des Betons erwartet wird. Der Zeitpunkt der Erstrissbildung wird dabei meist in den ersten 5 Tagen angenommen (sog. früher Zwang). Für die derzeit üblicherweise verwendeten Zementklassen weisen Betone nach 5 Tagen jedoch ca. 75 % der 28-Tage-Zugfestigkeit auf. Empfehlungen für die Annahme von effektiven Betonzugfestigkeiten finden sich im Heft 555 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [16].

Für späten Zwang, wenn also Risse nach dem Abfließen der Hydratationswärme auftreten, soll rechnerisch der Mittelwert der 28-Tage-Betonzug-

festigkeit ohne Abminderung, jedoch mit mindestens 3 N/mm² angesetzt werden.

Zur Ermittlung der Rissbreite bei Stahlbeton zum Zeitpunkt des Temperaturlausgleichs ist die effektive Zugfestigkeit nicht erforderlich, da die Rissbreite nicht vom Risszeitpunkt, sondern von der Spannung in der Bewehrung zum Zeitpunkt des Temperaturlausgleichs abhängt, Bödefeld [17].

Einen erheblichen Einfluss auf die Temperaturentwicklung haben die thermischen Randbedingungen, da die Reaktionsgeschwindigkeit der Hydratation von der Temperatur abhängt. Bei niedrigen Temperaturen läuft die Hydratation langsamer ab, wodurch auch die Temperaturdifferenz im Querschnitt geringer ist. Die Hydratation des Zements ist ein exothermer Prozess, d. h. es wird thermische Energie (J/g) freigesetzt. Die dabei entstehenden örtlich und zeitlich variablen Temperaturfelder führen in Betonbauteilen zu lastunabhängigen Dehnungen.

Die Geschwindigkeit der Reaktion kann allgemein durch die Arrhenius-Gleichung bestimmt werden:

$$k(T) = e^{\frac{E_A}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273-T} \right)} \quad (2)$$

Mit:

E_A Aktivierungsenergie
 R Gaskonstante
 T Temperatur

Die Aktivierungsenergie wird unter 20 °C temperaturabhängig verringert. Der Grundwert der Aktivierungsenergie ist abhängig von der Zementart. Einige Werte für die Aktivierungsenergie sind in Tabelle 1 dargestellt.

Das Wärmefreisetzungspotenzial eines Betons ist abhängig von der Zementart und dem Zementgehalt. Es ist über Laborversuche oder entsprechend der Herstellerangaben abschätzbar. In Bild 3 ist die Hydrationswärmeentwicklung für verschiedene Zemente dargestellt.

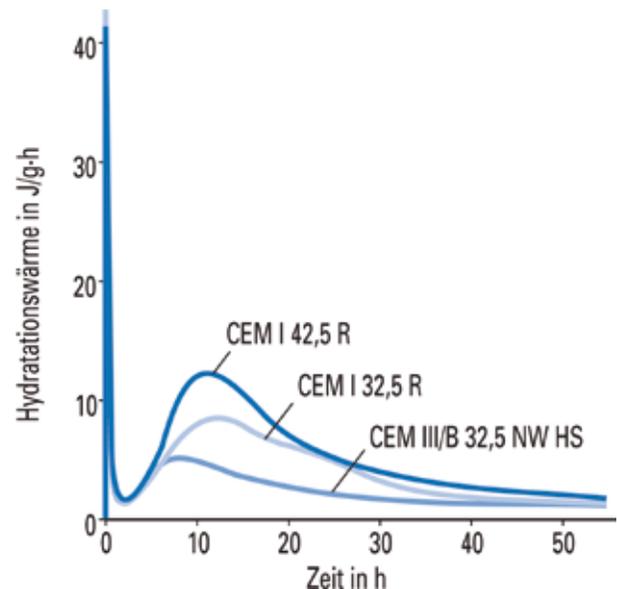


Bild 3 Hydrationswärmeentwicklung unterschiedlicher Zemente, aus [18]

Zementart	Aktivierungsenergie in [kJ/mol]
CEM I	33,50 [19]
CEM III/A	36,83 [19]
CEM III/A (mit 50–64 % Klinkergehalt)	41,03 [19]
CEM III/A (mit 35–49 % Klinkergehalt)	45,23 [19]
CEM IV/A 32,5 N/SR	28,49 [20]

*Tabelle 1
Aktivierungsenergie
verschiedener Zement-
arten, nach Röhling [19]
und García et al. [20]*

3.2 Temperaturen des Frischbetons

Die Frischbetontemperatur beeinflusst die Hydratation und damit die Entwicklung der Temperatur sowie der mechanischen Eigenschaften entscheidend. Durch eine geringere Frischbetontemperatur kann die Rissbildung vermindert werden.

Ist die Verformung eingeschränkt, was beispielsweise bei einer Wand, die auf einem bereits vorhandenen Fundament oder zwischen bereits betonierten Abschnitten errichtet wird, der Fall ist, kann sich diese temperaturabhängige Verformung nur unvollständig einstellen. Die dadurch auftretenden Zwangsspannungen werden als äußerer Zwang bezeichnet.

Die Temperaturentwicklung ist somit entscheidend für Dehnung, Spannung und Rissbildung im jungen Beton. Die unter einer definierten Prozesstemperatur freigesetzte Wärme ist abhängig von der verwendeten Betonzusammensetzung, wobei Zementgehalt und Zementart eine entscheidende

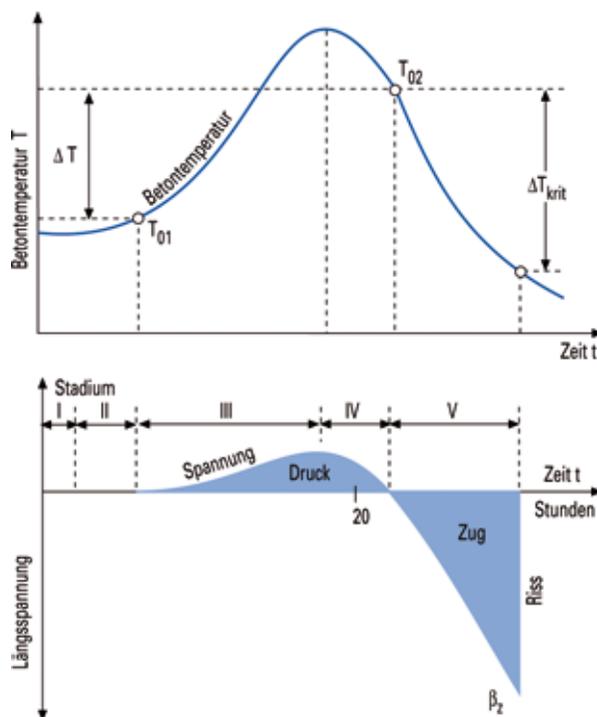
Rolle spielen. Niedrige Umgebungs- und Frischbetontemperaturen führen zu geringeren Temperaturdifferenzen und folglich zu niedrigeren Spannungen, Röhling [19], Nietner [12].

Im Herbst 2013 wurden in Südtirol an im Bau befindlichen Wildbachsperrern Temperaturmessungen im erhärtenden Beton (Stadium III) durchgeführt [3]. Dazu wurden in Bauteilmitte und am Bauteilrand auf Höhe der Bewehrungslage Temperatursensoren eingebaut. Die Fundamentdicke sowie die Wanddicke betragen 1,5 m. Die maximal gemessene Betontemperatur in der Querschnittsmitte der Wand betrug 50,7 °C. Gegenüber der Außentemperatur betrug die maximale Temperaturerhöhung in der Querschnittsmitte 31,3 °C, [3].

3.3 Temperaturberechnungen

Die Berechnungen wurden mit dem Softwarepaket Abaqus 6.13-4 durchgeführt [3]. Die Berechnung ist eine Zeitverlaufsberechnung, bei der die Wärmeenergiefreisetzung und daraus folgende Tem-

Bild 4
Schematische Darstellung von Temperaturverlauf und Zwangsspannungen in jungem Beton bei behinderter Temperaturverformung, aus [18]



peratur-, Material-, Dehnungs-, Spannungs- und Rissindexentwicklung in Zeitschritten erfolgt. Als Gesamtdauer für die Berechnung wurden 28 Tage gewählt.

Die Wärmeenergiefreisetzung und die Materialentwicklung wurden über FORTRAN-User-Subroutinen implementiert. Als Elemente wurden dreidimensionale lineare Solid-Continuum-Elemente mit 8 Knoten-, 3 Verschiebungs- und einem Temperaturfreiheitsgrad verwendet.

3.3.1 Materialmodelle, Entwicklungsfunktionen

Die zeitliche Entwicklung der Materialparameter Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, E-Modul und Wärmeenergiefreisetzungsrates wurde für bestimmte Zeitpunkte durch Laboranalysen bestimmt [3]. Für die FE-Berechnung muss der Materialwert zu jedem Zeitpunkt definiert sein; daher wurde eine Funktion mittels Regressionsanalyse an die Messwerte angepasst, mit der die Materialkennwerte zu jedem Zeitpunkt beschrieben werden konnten.

Im Modell wurde die durch chemische Prozesse beim Abbinden freigesetzte Hydratationswärme physikalisch als freigesetzte Wärmeenergie bezogen auf die Zementmasse modelliert. Am Beton wurde der Temperaturanstieg gemessen. Der Zusammenhang zwischen der gemessenen Temperatur und der freigesetzten Wärmeenergie je kg Zement wurde über die Wärmekapazität und die Dichte des Betons sowie den Zementgehalt im Beton hergestellt.

Anders als bei den Festigkeits-, Bruchenergie- und E-Modul-Proben kann die Temperatur bei den adiabatischen Temperaturmessungen nicht konstant mit annähernd 20 °C angenommen und die temperaturbedingte Reaktionsgeschwindigkeit nicht vernachlässigt werden; daher wurde die Entwicklung der Wärmefreisetzung auf die effektive Zeit bezogen.

$$y(t_{\text{eff}}) = y_{\infty} \cdot e^{-\left(\frac{\tau_e}{\tau_{\text{eff}}}\right)^{\alpha}} \quad (3)$$

Mit:

$y(t_{\text{eff}})$ Materialparameter als Funktion der effektiven Zeit

t_{eff} Effektive Zeit

$y_{\infty}, \tau_e, \alpha$ Über Regressionsanalyse bestimmte Parameter

Einige auf Basis der adiabatischen Temperaturmessungen am Beton ermittelten Wärmeenergiefreisetzungskurven sind in den Bildern 5 bis 7 dargestellt.

Als Entscheidungsparameter für den Rissentwicklungsprozess bietet sich der von Nietner [21] vorgeschlagene Rissindex an. Der Rissindex ist das Verhältnis der zeitabhängigen Betonspannungen zu den zeitabhängigen Betonfestigkeiten. Zur Vermeidung von Trennrissen müssen im allgemeinen Werte für den zulässigen Rissindex von 0,65–0,70 eingehalten werden, Eierle/Schikora [22], Rostásy/Krauß [10].

Wenn der zulässige Rissindex vom berechneten zeitabhängigen Rissindex überschritten wird, kann davon ausgegangen werden, dass eine risseverteilende Bewehrung erforderlich ist. Diese ist grundsätzlich nach EN 1992-1-1 [5] zu ermitteln. Bei Berücksichtigung von Versuchsdaten und entsprechenden Randbedingungen kann davon beispiels-

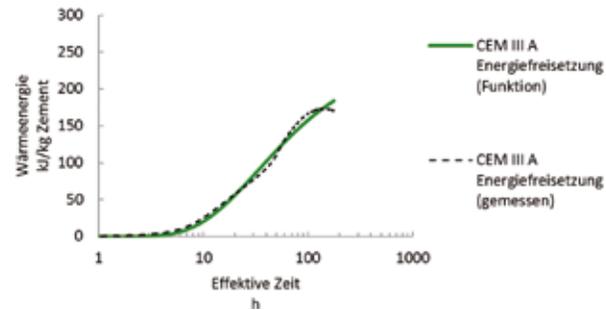


Bild 5
Energiefreisetzung
CEM III A
(Grafik: Strieder), [3]

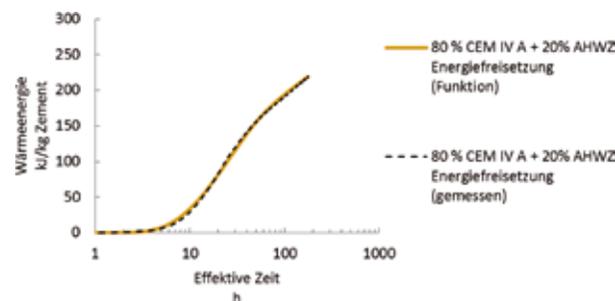


Bild 6
Energiefreisetzung
CEM IV A + aufbereitete, hydraulisch wirksame Zusatzstoffe (AHWZ)
(Grafik: Strieder), [3]

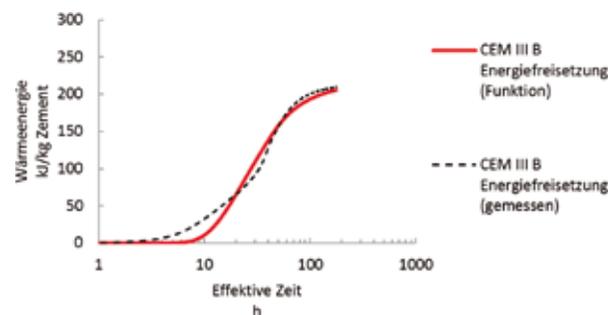


Bild 7
Energiefreisetzung
CEM III B
(Grafik: Strieder), [3]

weise wie für Wasserbauwerke in Deutschland [23] abgewichen werden.

$$I_{cr}(t) = \frac{\sigma_b(t)}{f_{ctm}(t)} \leq I_{cr,zul}$$

Mit:

$I_{cr,zul}$ Zulässiger Rissindex

$I_{cr}(t)$ Zeitabhängiger Rissindex

$f_{ctm}(t)$ Zeitabhängige mittlere zentrische Betonzugfestigkeit

$\sigma_b(t)$ Zeitabhängige Betonspannungen

3.3.2 Ergebnisse der FE-Berechnungen

Damit die Auswirkungen der Temperaturentwicklung an massiven Tragelementen von Wildbach-

sperren erfasst werden können, wurden Parameterstudien für unterschiedliche Bindemittel, für verschiedene Zuschläge, für gängige Geometrien mit variablen Fundamenthöhen von 1,0 m bis 2,0 m und für unterschiedliche Frischbetontemperaturen und Ausschalzeiten durchgeführt [3]. Die meisten Ergebnisse wurden für bestimmte Referenzpunkte in der Mitte des Sperrenkörpers im Bauteilkern und in der Tiefe der Betondeckung dargestellt. Da die Rissbegrenzung für die Dauerhaftigkeit der Bewehrung erforderlich ist, wird der definierte Rissindex in der Tiefe der Betondeckung berechnet. Vereinfachend wird keine Spannungumlagerung durch den entstehenden Riss angenommen und die Spannung im Zustand I zur Ermittlung des Rissindex verwendet.

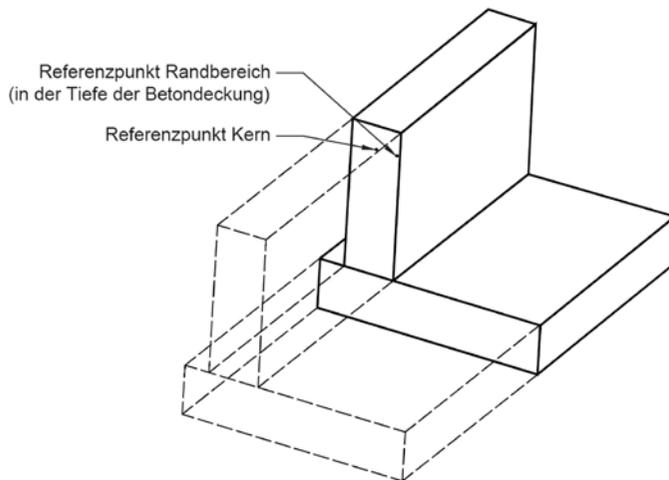


Bild 8 Lage der Referenzpunkte
(Grafik: Strieder), [3]

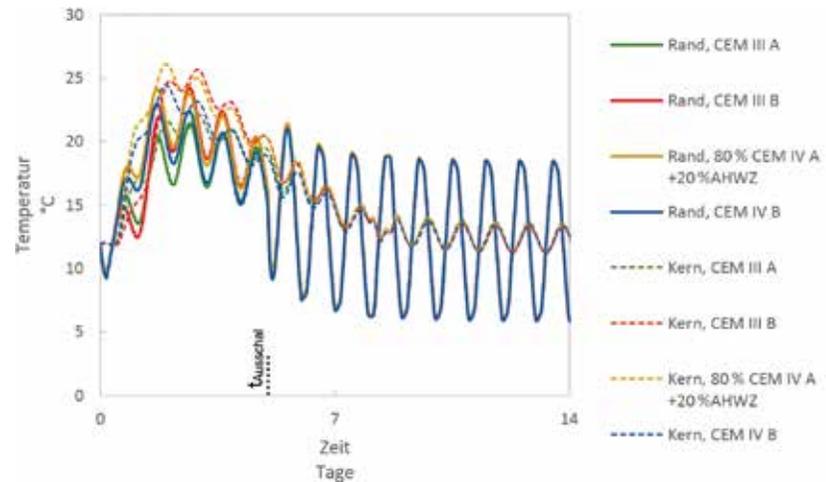


Bild 9 Temperaturentwicklung (Bauteilrand und Kern) in Abhängigkeit des Bindemittels
(Grafik: Strieder), [3]

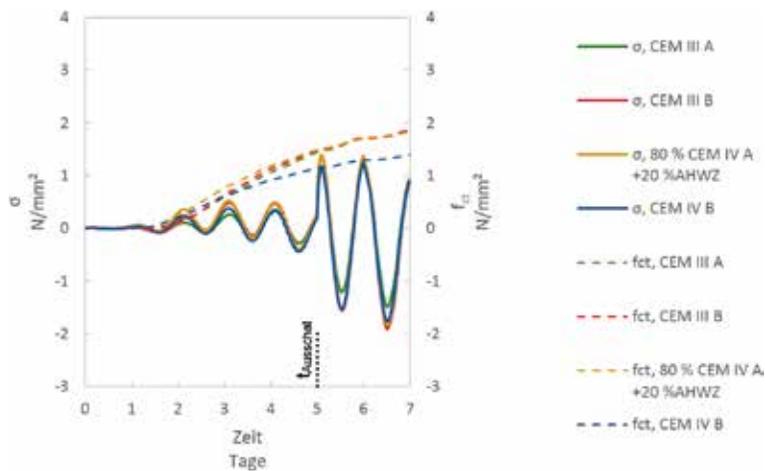


Bild 10 Spannung und Festigkeit (Bauteilrand) in Abhängigkeit des Bindemittels (Grafik: Strieder), [3]

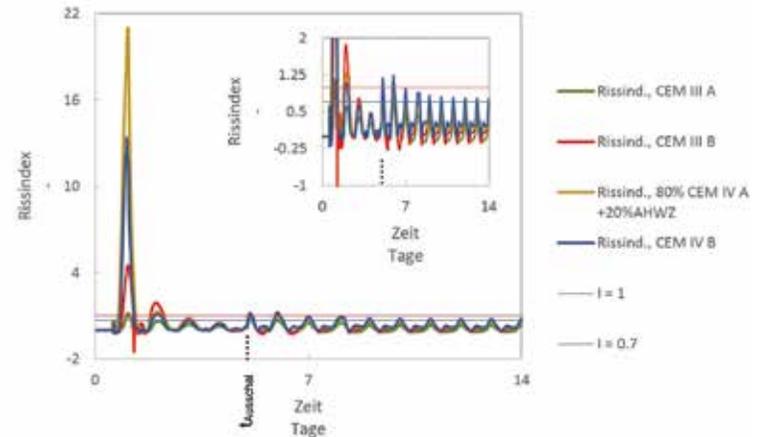


Bild 11 Rissindex (Bauteilrand) in Abhängigkeit des Bindemittels (Grafik: Strieder), [3]

In Bild 9 ist der errechnete Temperaturverlauf für die unterschiedlichen Bindemittel für die in Bild 8 dargestellten Referenzpunkte abgebildet. Ab dem Ausschaltzeitpunkt (5. Tag) verlaufen die Temperaturen ähnlich. Bild 10 zeigt die errechneten Spannungs- und Festigkeitsentwicklungen der Bindemittelarten. In Bild 11 ist der Rissindex dargestellt. Die CEM-III-Bindemittel haben demnach sowohl in der Phase der Wärmeenergiefreisetzung als auch in der Abkühlphase eine geringere Wahrscheinlichkeit zur Rissbildung als die CEM-IV-Bindemittel.

Geänderte Umgebungsbedingungen und Geometrien können auch dazu führen, dass die gerin-

ge Zugfestigkeit stärkere Auswirkungen hat als die Wärmeleitfähigkeit. Daher ist eine gute Nachbehandlung für den Beton wichtig, damit die Zugfestigkeit sich entwickeln kann.

Für Querschnitte mit großer Querschnittsdicke sind eine geringe Frischbetontemperatur und eine längere Ausschaltzeit empfehlenswert, da während der langsamer ablaufenden Wärmefreisetzung mehr Wärme abfließen kann.

Wird frühzeitig ausgeschalt, so kommt es zu erheblichen Temperaturgradienten zwischen Kern und Rand und damit zu Spannungen, die weit über der noch geringen Zugfestigkeit liegen (siehe Bild 12).

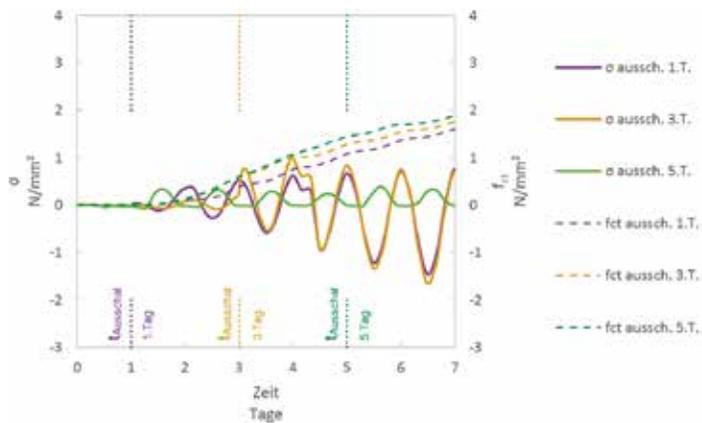


Bild 12 Spannung und Festigkeit (Bauteilrand) in Abhängigkeit vom Ausschalzeitpunkt (Grafik: Strieder), [3]

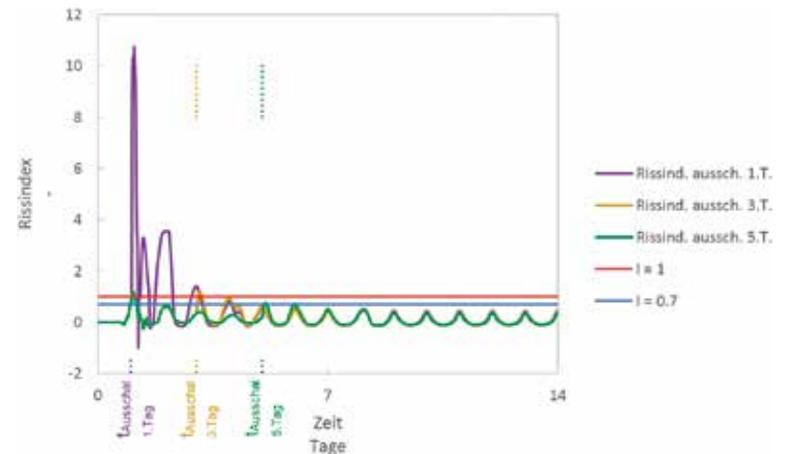


Bild 13 Rissindex in Abhängigkeit vom Ausschalzeitpunkt (Grafik: Strieder), [3]

Einen geringeren, aber dennoch feststellbaren Einfluss hat die geänderte Temperatur auf die Entwicklung der Festigkeit des Materials. Wird früher ausgeschalt, bleibt die Festigkeit im kritischen Randbereich geringer als bei einem entsprechend späteren Ausschalzeitpunkt, siehe Bild 13.

3.3.3 Folgerungen aus der Simulation [3]

- ❑ Bei Verwendung des Bindemittels CEM III A 32,5 N kommt es mit den untersuchten Betonvarianten zur geringsten Rissbildung infolge Hydratationswärme.
- ❑ Auch der Zuschlag beeinflusst die Rissbildung durch dessen Wärmeleitfähigkeit.

- ❑ Mit Zunahme der Bauteildicke nimmt die Gefahr der Rissbildung zu. Bei dicken Bauteilen ist die Begrenzung der Frischbetontemperatur sinnvoll, um den maximalen Temperaturanstieg zu begrenzen.
- ❑ Bei kalten Umgebungstemperaturen ist von der Verwendung von Zementen mit langsamer Wärmeenergiefreisetzung abzuraten, da der Verlauf der Hydratation bei tiefen Temperaturen schwer abzuschätzen ist (Frostgefahr).
- ❑ Bei Außentemperaturen über 30 °C und unter 5 °C sollten andere Zementtypen als CEM III A 32,5 N bzw. Festigkeitsklassen (32,5; 42,5 bzw. R, N, L, oder LH) oder geänderte Zementmengen verwendet werden.

- Ein spätes Ausschalen des Bauteils trägt erheblich zur Verringerung der Rissbildung bei. Ausschulfristen von 5 Tagen und mehr sind empfehlenswert. Auf alle Fälle muss auf eine gute Nachbehandlung geachtet werden.

4 Konzepte zur Mindestbewehrung

Zusammenfassend werden zuerst die Ansätze zur Ermittlung der Mindestbewehrung nach den Normen, Regelwerken und Richtlinien – hier EN 1992-1-1 von 2011 [5], ONR 24802:2011 [8] und BAW-MFZ [23] – vergleichend dargestellt. Dann werden auf der Grundlage dieser Untersuchungen spezifisch für Plattentragwerke von Wildbachsperrern Vorschläge für eine reduzierte (Mindest-)Bewehrung gemacht.

4.1 Mindestbewehrung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

4.1.1 Beton mit Mindestbewehrung

In der EN 1992-1-1:2011 bzw. in den meisten nationalen Betonbaunormen wird die Mindestbewehrung von biegebeanspruchten Bauteilen proportional zur Querschnittsdicke angesetzt.

4.1.2 Gering bewehrter Beton

Der in der ONR 24802:2011 angegebene Ansatz lässt eine Reduktion der Mindestbiegebewehrung zu (in der EN 1992-1-1 nicht vorgesehen), wenn die-

se die im Grenzzustand der Tragfähigkeit erforderliche Bewehrung überschreitet. Dieses Konzept ist gültig für Bauteile, in denen der Gehalt an Biegezugmindestbewehrung in 50 % des Bauteils über dem im Grenzzustand der Tragfähigkeit erforderlichen Bewehrungsgehalt liegt.

4.1.3 Unbewehrter Beton

Es gibt in der EN 1992-1-1 und in der ONR 24802 die Möglichkeit, Bauteile unter Einhaltung bestimmter Kriterien unbewehrt auszuführen.

4.2 Mindestbewehrung für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Spannungen zu begrenzen, die Rissbreiten zu kontrollieren und die Verformungen zu begrenzen.

4.2.1 Begrenzung der Spannungen

Die Begrenzung der Zugspannungen im Stahl sowie der Druckspannungen im Beton ist im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit laut EN 1992-1-1 erforderlich. Meist wird die Begrenzung der Spannungen bei Bauteilquerschnitten von Wildbachsperrern im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht maßgebend, da die Auslastung der Querschnitte relativ gering ist. Daher ist eine Mindestbewehrung zur Spannungsbegrenzung üblicherweise nicht erforderlich.

4.2.2 Begrenzung der Rissbreiten infolge Lasteinwirkung

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist die Rissbreite zu begrenzen, um den Korrosionsschutz und somit die Dauerhaftigkeit der Bauteile zu gewährleisten.

Die maximal zulässigen Rissbreiten für Stahlbetonbauteile ohne Anforderung an die Wasserdurchlässigkeit sind in den verschiedenen nationalen Normen ähnlich geregelt und werden auch in der Bemessungspraxis so angewandt:

- ❑ EN 1992-1-1:
0,3 bzw. 0,4 mm
abhängig von Exposition, Einwirkungskombination und Bewehrung
- ❑ ONR 24802:
0,3 bzw. 0,4 mm (gem. EN 1992-1-1)
0,25 mm für wasserdichte Bauwerke (gem. ZTV-W LB 215 [24])

4.2.3 Begrenzung der Rissbreiten infolge Zwang

Bei massiven Betonbauteilen spielt die Rissbreitenbegrenzung bedingt durch Hydratationswärme meist eine entscheidende Rolle. Die in EN 1992-1-1 von 2011 und in vielen nationalen Normen festgelegten Ansätze zur rissbreitenbegrenzenden Min-

destbewehrung weisen wie die Ansätze zur Biegemindestbewehrung einen zur Querschnittsdicke proportionalen Bewehrungsgehalt auf.

Ein Unterschreiten der zur Rissbreitenbegrenzung erforderlichen Bewehrung ist nach der Norm EN 1992-1-1:2011, Abschnitt 7.3.2 (2) zulässig, sofern eine genauere Berechnung durchgeführt wird.

Eine solche Berechnung ist beispielsweise eine instationäre Temperaturfeldberechnung mit nachgeschalteter oder gekoppelter Spannungsermittlung. Diese Verfahren werden derzeit bedingt durch den hohen Rechenaufwand für Großprojekte oder für wissenschaftliche Arbeiten angewandt.

In Bödefeld [17] wird ein speziell für Massenbeton entwickeltes Verfahren aufgezeigt, das die Möglichkeit einer genaueren Ermittlung der Mindestbewehrung infolge Zwang bietet, ohne dass dazu instationäre Temperaturfeldberechnungen erforderlich sind.

Schlicke [25] hat den Ansatz aus Bödefeld [17] erweitert, um auch viskoelastisches Materialverhalten zu berücksichtigen. Als Grundlage für die Ermittlung der Kriechparameter wird dazu der in der EN 1992-1-1 angeführte Ansatz herangezogen.

4.2.4 Begrenzung der Verformungen

Aufgrund der meist massiven Querschnitte und der geringen Anforderungen an die zulässige Ver-

formung ist üblicherweise der Nachweis der Verformungsbegrenzung nicht relevant.

5 Folgerungen für weniger bewehrte massive Bauteile

Massive Bauelemente können auch mit geringeren als die erforderliche Mindestbewehrung sowie auch unbewehrt ausgeführt werden. Dazu müssen betontechnologische, einbautechnische und konstruktive Bedingungen berücksichtigt werden.

Als Optimierung der Mindestbewehrung bei massiven Bauteilen kann der Ansatz nach ONR 24802 [8] – empfohlen auch für Wildbachsperrn – angewandt werden. Dabei kann die erforderliche Mindestbewehrung mit dem Faktor K nach ONR 24802 abgemindert werden.

$$K = \sqrt{\frac{A_{s,GZT}}{A_{s,min}}} \quad (5)$$

$$A'_{s,min} = \sqrt{\frac{A_{s,GZT}}{A_{s,min}}} \cdot A_{s,min}$$

Mit:

K	Abminderungsfaktor
$A_{s,GZT}$	Erforderliche Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$A_{s,min}$	Mindestbewehrung nach EN 1992-1-1
$A'_{s,min}$	Abgeminderte Mindestbewehrung ONR 24802

Bei der Abstufung der Mindestbewehrung auf geringere als die in der EN 1992-1-1 oder in nationalen Normen angegebene Bewehrungsmengen sollten folgende Grundsätze eingehalten werden [3]:

- Die Bewehrungsreduktion soll je Sprung 50 % nicht überschreiten, um einen abrupten Übergang von einem hoch bewehrten Stahlbetonbauteilbereich zu einem gering bewehrten Bauteilbereich zu vermeiden.
- Die Abstufungssprünge der Bewehrung sollen in einem Bereich von mindestens 100 cm oder $1 \cdot d$ (St. Venantscher Bereich) und maximal 150 cm oder $2 \cdot d$ erfolgen.

- Als unterer Grenzwert für die abgeminderte Mindestbewehrung sollte der Ansatz in Bild 14 (Gegenüberstellung mit der Mindestbewehrung entsprechend des Ansatz nach EN 1992-1-1) eingehalten werden; diese Mindestbewehrung wurde in der ONR 24802 und in ZTV-W LB 215 [24] für Bauteile von Wasserbauten als Bewehrung an allen Außenflächen vorgeschlagen.

Das Einsparungs- und Optimierungspotential liegt sowohl in den Bereichen der abgeminderten

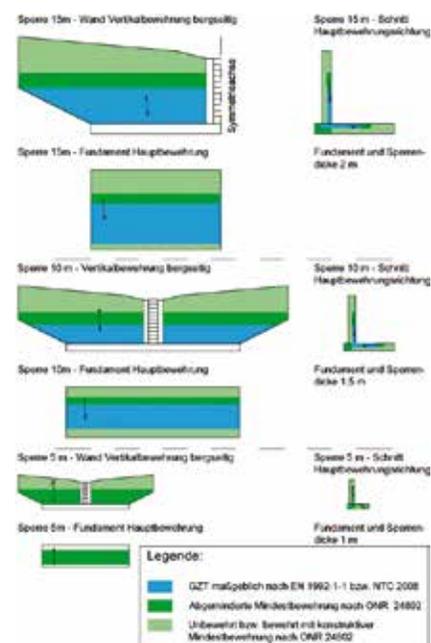


Bild 14 Bewehrung in Hauptbiegerichtung der Bauteile nach ONR 24802 [8] (Wildbachsperrnkonzept), ermittelt am 2D-Modell (Grafik: Strieder), [3]

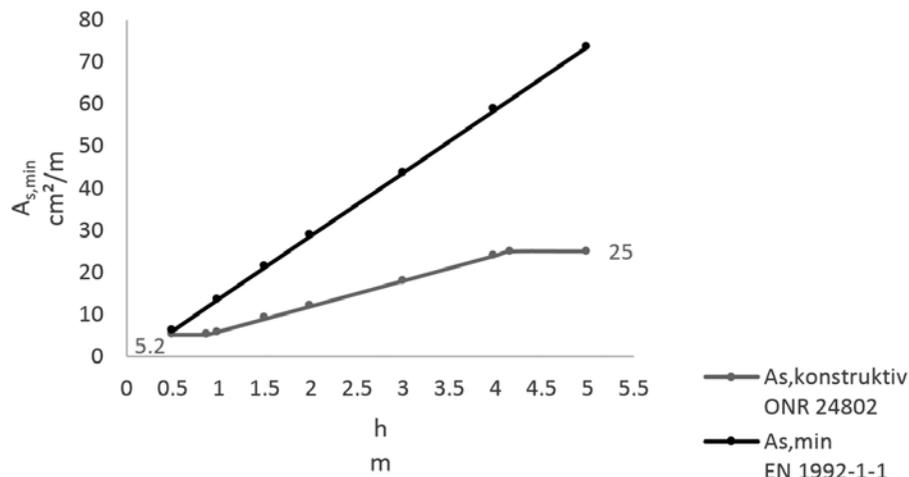


Bild 15 Konstruktive Mindestbewehrung nach EN 1992-1-1 und ONR 24802

(Grafik: Strieder), [3]

Mindestbewehrung als auch in den unbewehrt bzw. konstruktiv bewehrt ausgeführten Bereichen.

Wie die Ergebnisse der FE-Berechnungen [3] auch gezeigt haben, ist bei optimierten Betonen und Geometrien für gut abschätzbare thermische Umgebungsbedingungen durchaus ein Rissindex realistisch, bei dem gänzlich auf die rissbreitenbegrenzende Bewehrung verzichtet werden kann. Bedingt durch die Vielzahl an Einflussgrößen kann jedoch keine allgemeingültige Aussage getroffen werden. Mit betontechnologischen Maßnahmen, mit begleitender FE-Berechnung und guten konstruktiven Lösungen kann mit weniger Bewehrung sicher mehr erreicht werden!

Literatur

- [1] Polónyi, S.: Zuviel Stahl im Beton? Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 628–636
- [2] Pukte, T; Bergmeister, K.; Mark, P.: Wirtschaftliches Konstruieren und Bewehren. In: Bergmeister, K.; Wörner, J.-D.; Fingerloos, F. (Hrsg.): Betonkalender 2016, Vol. 1, Berlin: Ernst & Sohn, 2016, 695–739
- [3] Bergmeister, K.; Hilber, R.; Strieder, E.: Verringerung der Kosten von Stahlbeton-Schutzbauwerken im Wasserbau. Endbericht des Forschungsprojektes Nr. 875-15-012, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur Wien, 2016, 1–170
- [4] Bödefeld, J.; Ehmann, R.; Schlicke, D.; Tue, N. V.: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses – Teil 1: Risskraftbasierter Nachweis nach DIN EN 1992-1-1. Beton- Stahlbetonbau 107 (2012) 1, 32–37
- [5] EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [6] ONR 24800:2009-03: Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Begriffe und ihre Definitionen sowie Klassifizierung
- [7] ONR 24801:2013-08: Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Statische und dynamische Einwirkungen

- [8] ONR 24802:2011-03: Schutzbauwerke der Wildbachverbauung – Projektierung, Bemessung und konstruktive Durchbildung
- [9] Schäfer, J.; Hilber, R.: Bemessung von Sperrenbauwerken in Italien (Südtirol). In: Stand der Technik im Naturgefahreningenieurwesen – Tagungsband zur Fachtagung an der Universität für Bodenkultur Wien am 23.–25.4.2014, 49–50
- [10] Rostásy, F. S.; Krauß, M.: Frühe Risse in massigen Betonbauteilen – Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft 520, Berlin: Beuth, 2001
- [11] Rostásy, F. S.; Krauß, M.; Budelmann, H.: Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rißbildung in massigen Betonbauteilen – Teil 3: Eigenschaften und Stoffmodelle jungen Betons. Bautechnik 79 (2002) 9, 641–647
- [12] Spange, H.; Pedersen, E. S.: HETEK – Control of Early Age Cracking of Concrete – Main Report. Report as part of The Danish Road Directorate’s Research Programme HETEK, Report No. 118, 1997
- [13] CEB-FIP Model Code 90. 1993
- [14] De Schutter, G.; Kovler, K.: Short term mechanical properties. In: Bentur, A. (Ed.): Early Age Cracking in Cementitious Systems – Report of RILEM Technical Committee 181-EAS – Early age shrinkage induced stresses and cracking in cementitious systems, 2003, 111–120
- [15] Meier, A.: Der späte Zwang als unterschätzter – aber maßgebender – Lastfall für die Bemessung – Teil 2: Hinweise für Tragwerksplaner. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 3, 179–190
- [16] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb (Hrsg.): Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb (Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft 555, Berlin: Beuth, 2006
- [17] Bödefeld, J.: Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme. In: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW, Hrsg.): Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 92, Karlsruhe, 2010
- [18] VDZ Verein Deutscher Zementwerke e.V. (Hrsg.): Zement Taschenbuch 2002. 50. Ausg., Düsseldorf: Bau+Technik, 2002
- [19] Röhling, S.: Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme. 2. überarb. Aufl., Düsseldorf: Bau + Technik, 2009
- [20] García, A.; Castro-Fresno, D.; Polanco, J. A.: Evolution of penetration resistance in fresh concrete. Cement and Concrete Research 38 (2008) 5, 649–659
- [21] Nietner, L.: Thermisch bedingte Risse. In: Müller, H. S.; Nolting, U.; Haist, M. (Hrsg.): Beherrschung von Rissen in Beton – Tagungsband zum 7. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, 23.3.2010 am Karlsruher

- Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe: KIT Scientific Publ., 2010, 23–32
- [22] Eierle, B.; Schikora, K.: Zwang und Rissbildung infolge Hydratationswärme – Grundlagen, Berechnungsmodelle und Tragverhalten. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft 512, Berlin: Beuth, 2000
- [23] BAW – Bundesanstalt für Wasserbau (Hrsg.): Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ). BAW-Merkblatt, Karlsruhe, 2011
- [24] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215) – ZTV-W LB 215. Bonn, 2012
- [25] Schlicke, D.: Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton, Festlegung unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie. Diss., TU Graz, 2014, erschienen in: Tue, N. V. (Hrsg.): Monographic Series TU Graz – Schriftenreihe des Instituts für Betonbau SIB, Vol. 4, Graz: Verlag der TU Graz, 2014

Mehr als ein großartiger Mensch und Wissenschaftler – Manfred Curbach

Der Wissenschaftler und Lehrer: Eine wesentliche Voraussetzung für das Umsetzen von Wissen ist Mut und Willen. Darin liegt auch ein enormes Innovationspotential. Man könnte sich auf den Erfinder der Dampflokomotive Stephenson berufen, der vor 200 Jahren sagte: „Ich weiß nicht, wie ich etwas lösen kann, aber ich weiß, dass ich es lösen will!“

Manfred glaubt immer an eine Lösung und gibt den MitarbeiterInnen das Gefühl, die Ziele sicher zu erreichen. Er hat ein großes Fachwissen, vernetztes Denken, eine kulturelle Verwurzelung mit einer großen Wertschätzung für die historischen Leistungen unserer Vorfahren und Lehrmeister und ist stets auf der Suche nach Neuem.



Der Mensch und Freund: Außergewöhnliche Menschen haben eine außergewöhnliche Sensibilität und Intelligenz; Manfred hat neben diesen Eigenschaften noch eine außergewöhnliche Menschenfreundlichkeit!

Manfred ist ein reflektiver Mensch mit einer großen Begabung zum Zuhören. Kommunikation heißt für ihn nicht reden, sondern zuhören, überlegen, denken – und dann reden.

*„Die Schwingungen der Gedankenkräfte sind die feinsten und folglich die mächtigsten, die es gibt!“
(Charles Haanel)*

Manfred hat eine tiefe emotionale Wärme mit feinen Gedankenkräften und eine große Demut – danke für Deine Freundschaft!

*Ad multos annos
Konrad Bergmeister*

*Konrad Bergmeister,
Manfred Curbach.
Dresdner Brücken-
bausymposium 2013*

*(Foto:
Ulrich van Stipriaan)*



Harald S. Müller und Michael Haist

Opus Caementitium Optimum – Der nachhaltige Beton des 21. Jahrhunderts

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Dr.-Ing. Michael Haist

Harald Müller ist Leiter des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) und Direktor der Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (MPA Karlsruhe).

Michael Haist ist Oberingenieur und Leiter der Abteilung Betonbau und Bauphysik der MPA, derzeit Gastwissenschaftler am MIT in Cambridge, USA.

1 Nachhaltigkeit im Wandel der Zeit

Die Herausforderung, generationenüberdauernd zu planen und zu bauen, ist seit jeher ein zentrales Merkmal des Berufsbildes des Baumeisters bzw. seiner Nachfolger, dem Bauingenieur und dem Architekten. Da zudem die geplante Lebensdauer eines Bauwerks häufig – wenn nicht sogar immer – über die Lebensdauer des Planenden und Bauenden hinausgeht, sollte das Prinzip des nachhaltigen Handelns gewissermaßen ein immanenter Bestandteil des Bauwesens sein. Dieses Leitprinzip unterliegt bis heute jedoch einem steten Wandel, der aus dem jeweiligen Wissensstand, aber auch aus zahlreichen gesellschaftlichen und politischen Randbedingungen resultiert.

Bereits die Römer verfolgten bei der Errichtung von Gebäuden und insbesondere Infrastruktur-

bauwerken wie Aquädukten und Viadukten das Ziel, eine möglichst hohe Dauerhaftigkeit sicherzustellen. So fordert beispielsweise Vitruv im 1. Jh. v. Chr. in seinem Werk „10 Bücher über Architektur“, dass das oberste Ziel bei der Auswahl eines Baustoffs eine möglichst hohe Dauerhaftigkeit sein muss [1]. Bei der Auswahl von Mauerwerkssteinen empfiehlt er beispielsweise, die Steine einer zweijährigen Freilagerung zu unterziehen, um so deren Dauerhaftigkeit zu prüfen, siehe [2]. Weiterhin betont er die Bedeutung einer umfangreichen Qualitätssicherung beim Bau – eine Empfehlung, die sicherlich auch heute nichts an ihrer Bedeutung verloren hat. Den Erkenntnissen und daraus abgeleiteten Empfehlungen von Vitruv und auch von Plinius dem Jüngeren sowie anderen ist es zu verdanken, dass wir auch heute nach rd. 2000 Jahren noch die Meisterleistungen römischer Baukunst bewundern können. Ein besonders beeindruckenden



*Bild 1
Pont du Gard über
dem Fluss Gardon in
der Nähe von Avignon,
Frankreich
(Foto: Manfred Curbach)*

des Beispiel ist hier sicherlich das Aquädukt Pont du Gard über dem Fluss Gardon in Südfrankreich, das wahrscheinlich im 1. Jh. n. Chr. gebaut wurde, Bild 1. Als Baumaterial kam ein molassischer Kalkstein zum Einsatz, der eine gute Dauerhaftigkeit

aufwies und in unmittelbarer Nähe der Baustelle abgebaut werden konnte [3]. Zwar gibt es über den Bau dieses grandiosen Bauwerks keine Berichte oder Überlieferungen – nicht einmal das genaue Baujahr ist bekannt –, jedoch lassen sich viele

Rückschlüsse auf das Nachhaltigkeitsverständnis aus dem Bauwerk selbst ziehen. Einen hervorragenden Überblick gibt hier ein Review von Paillet [3]. Aus dieser und anderen Quellen wird deutlich, dass Nachhaltigkeit im Bauwesen von den Römern nicht unter dem Umweltgesichtspunkt, sondern ausschließlich unter dem Gesichtspunkt der Bauqualität betrachtet wurde, siehe auch [2].

Die heute gängigen Begriffe und Prinzipien wie *Nachhaltigkeit*, *Ökologie* und *Umweltbewusstsein* waren den Römern wie auch den Griechen weitgehend fremd und finden sich weder in der griechischen noch in der lateinischen Sprache [4]. Eine ökologische Bewegung in unserem Sinn mit den entsprechenden Vorstellungen und Begriffen existierte in der Antike nicht. Der wechselseitigen Abhängigkeit und Beziehung zwischen der Bevölkerung und ihrem Ökosystem wurde nur vereinzelt Aufmerksamkeit geschenkt.

Die antiken Gesellschaften waren zwar ursprünglich Agrargesellschaften, bei denen das vorherrschende Kleinbauerntum mit Ackerbau, Viehzucht und handwerklicher Arbeit die Lebensgrundlage der Familie zu sichern suchte und für die deshalb nachhaltiges Handeln, nämlich die Erhaltung der Bodenfruchtbarkeit, ein wichtiges Thema war. Dennoch schob sich zunehmend das kurzfristige Profitdenken in den Vordergrund. Vor allem die römische landwirtschaftliche Fachliteratur stellte die Nutzer- und Gewinninteressen in den Vordergrund. Der

Gesichtspunkt der Naturschonung und der Ressourcenerhaltung war nur im Zusammenhang mit künftigen Profit von Interesse. Eine wie auch immer geartete „Liebe zur Natur“ spielte dabei keine Rolle.

Besonders deutlich wird dies am Beispiel der für die Griechen und Römer enorm wichtigen Forstwirtschaft. Zwar galt Wald prinzipiell als heilig und als Wohnort höherer Wesen, doch wurde dessen Abholzung und Umwandlung in Ackerland gleichzeitig als lobenswert angesehen, siehe z. B. Lucretius in [5]. Holz war für alle Mittelmeeranrainer ein wichtiger Rohstoff, nicht nur als reines Baumaterial, sondern auch als Grundlage für den wirtschaftlichen und militärischen Erfolg der einzelnen Gesellschaften. Insbesondere waren sowohl der Schiffbau als auch der Bergbau, der in der Antike eine Blüte erlebte, stark auf Holz als Baumaterial sowie als Brennstoff angewiesen. In vielen Quellen wird daher über den Waldreichtum einzelner Gebiete als Kriegsgrund berichtet [5]. Die heutige Waldarmut des gesamten Mittelmeerraums und die ausgeprägte Verkarstung einzelner Gebiete ist eine direkte Folge dieser Holzausbeutung [6] und wurde bereits in der damaligen Zeit erkannt [5].

Zwar wurde immer wieder auch Kritik an umweltschädlichem Verhalten geübt und eine ganze Reihe griechischer und römischer Autoren warnte vor den Folgen hemmungsloser Ausbeutung der Natur und menschlicher Eingriffe in das bestehende ökologi-

sche System. Diese Kritik erhob sich jedoch nicht aus ökologischen, sondern vielmehr aus politischen und insbesondere moralischen Gründen. Mit der Kritik an dem naturwidrigen Verhalten sollte das für die Gesellschaft und den Einzelnen zerstörerische Streben nach Luxus angeprangert werden, aber nicht mit dem primären Ziel des Schutzes der Natur, sondern damit sich der Einzelne sittlich festigt und in die bestehende Weltordnung einfügt [4].

Die vermeintliche Ignoranz gegenüber der Umweltverschmutzung und Naturausbeutung war zum einen dadurch bedingt, dass den Menschen der Antike noch weitgehend das Bewusstsein für die Begrenztheit wichtiger Rohstoffe mit all den damit verbundenen Konsequenzen fehlte. Zum anderen muss berücksichtigt werden, dass die damalige Bevölkerungszahl vergleichsweise sehr gering war und dass damit das Ausmaß und die Auswirkungen der verursachten Schäden, aufs Ganze gesehen, relativ klein waren oder zumindest korrigierbar blieben bzw. erschienen. Klimaarchäologische Untersuchungen zeigen jedoch, dass die Luftverschmutzung im alten Rom, insbesondere durch Kupfer, Zink und Blei, auch nach heutigen Standards extrem hoch gewesen sein muss [7]. Umweltverschmutzung begegnete dem einzelnen Bürger dabei nicht nur in Form von Luftverschmutzung, sondern vor allem auch in einer stark ausgeprägten Wasserverschmutzung, die nicht zuletzt so aufwendige Trinkwassertransportsysteme wie den Pont du Gard erforderlich machten [3], [7].

Betrachtet man den heute so viel bewunderten Beton der Römer, das *Opus Caementitium*, so ist gewiss, dass sich niemand in der Antike bewusst war, dass mit diesem dauerhaften Baustoff prinzipiell durchaus ein Nachhaltigkeitsproblem einherging. Die damaligen Mischungen waren kalkmörtelreich, enthielten also große Mengen an gebranntem bzw. gelöschtem Kalk, der über die Entsäuerung des Kalksteins, also durch die CO_2 -Abgabe beim Brennen, hergestellt wird. Dies ist aber exakt derselbe thermische Reaktionsprozess, der mit der Herstellung von modernen Portlandzementen verbunden ist und für diese das allgemein bekannte Nachhaltigkeitsproblem aufwirft. Natürlich sind die Massen an damals hergestelltem *Opus Caementitium* auch nicht ansatzweise mit der heutigen Betonproduktion vergleichbar, die weltweit inzwischen 7 Mrd. m^3 pro Jahr überschreitet. Und aus diesem riesigen Volumen resultiert das Problem.

In der Neuzeit wurde der Begriff *Nachhaltigkeit* erstmals im Jahr 1713 von Hans Carl von Carlowitz als forstwirtschaftliches Managementprinzip eingeführt, mit dem eine sinnvolle und generationenüberdauernde Bewirtschaftung großer Forste ermöglicht werden sollte [8], [9]. Mit dem hohen Ressourcenverbrauch und extrem stark zunehmenden Umweltproblemen zu Beginn der 1960er Jahre, begleitet von der Vermutung, dass das Weltklima einem durch den Mensch verursachten Wandel unterliegen könnte, wurde der Nachhaltigkeitsgedanke zunehmend um Umweltaspekte erweitert.

Einen wichtigen Meilenstein bildete hierbei die vom *Club of Rome* beauftragte und 1972 erschienene Studie „Die Grenzen des Wachstums“, [10]. Ein Team von Wirtschaftswissenschaftlern des MIT (USA) untersuchte darin mittels Computersimulationen, wie sich die Randbedingungen Rohstoffreserven, Umweltverschmutzung, landwirtschaftliche Produktivität und Geburtenkontrolle auf die Weltbevölkerung und deren Lebensstandard innerhalb der nächsten 50 bis 100 Jahre auswirken. Alle untersuchten Szenarien kamen dabei zu einem ähnlichen Ergebnis, nämlich einem katastrophalen Abfall der Weltbevölkerung und deren Lebensstandard. Obwohl die Studie in Fachkreisen stark kritisiert und sehr kontrovers diskutiert wurde, bildete sie den Ausgangspunkt für eine weltweite Diskussion über den Zusammenhang zwischen Wirtschaftswachstum, Ressourcenverbrauch, Bevölkerungsentwicklung und Umweltverschmutzung.

Ein Ergebnis dieser Diskussion war sicherlich die Einrichtung der von Gro Harlem Brundtland geleiteten *World Commission on Environment and Development* (kurz: Brundtland-Kommission), die in ihrem Bericht 1987 eine neue Definition für Nachhaltigkeit vorstellte: Danach ist das menschliche Handeln nur dann nachhaltig, wenn es die Bedürfnisse der heutigen Generation befriedigt, ohne dabei jedoch zukünftige Generationen in ihren Handlungsmöglichkeiten einzuschränken [11]. Die entscheidende Neuerung bestand hierbei in der Tatsache, dass nun auch eine saubere und lebens-

werte Umwelt als eine schützenswerte Ressource betrachtet und damit mit einem Wert belegt wurde. Weiterhin floss in den Bericht der Brundtland-Kommission die Erkenntnis ein, dass technische Neuerungen auch gesellschaftliche und soziale Veränderungen zur Folge haben können (und umgekehrt), die bei der Bewertung der Nachhaltigkeit zwingend berücksichtigt werden müssen.

Als allgemein anerkannt gilt heute, dass eine sinnvolle Nachhaltigkeitsbewertung zwingend ökologische, ökonomische sowie soziokulturelle Aspekte umfassen muss [12]. Diese für alle Bereiche von Technik und Gesellschaft gültigen Kategorien wurden in den vergangenen Jahren für verschiedene Bereiche in Handlungsleitlinien und Regelungen überführt, die es ermöglichen sollen, die Nachhaltigkeit einzelner Maßnahmen zu quantifizieren und zu bewerten. So liegen mit den Leitlinien für nachhaltiges Bauen des Bundes sowie der Deutschen Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen (DGNB) dezidierte Kriterien vor, um die Nachhaltigkeit eines Gebäudes bewerten zu können [12], [13]. Ähnliche Bewertungsschemata wurden zeitgleich in verschiedenen anderen Ländern sowohl im Bauwesen [14], [15] als auch in anderen Industriezweigen entwickelt [16]. Alle im Bauwesen verbreiteten Zertifikate berechnen die Nachhaltigkeit eines Gebäudes anhand einer Kombination aus physikalisch begründeten Kennwerten (z. B. Energieverbrauch und CO₂-Ausstoß infolge Errichtung und Betrieb) sowie kategorialer Variablen (z. B. visueller Komfort

oder Barrierefreiheit) mittels Indexsystemen. Diese Systeme sind insbesondere für die Immobilienwirtschaft und Finanzindustrie von Interesse, da sie nicht nur die Nachhaltigkeit des Gebäudes, sondern vielmehr die Nachhaltigkeit und Sicherheit einer Investition quantifizieren. Mit der zunehmenden Verbreitung von Public-Private-Partnership-Projekten gewinnen derartige Bewertungsmodelle auch für den Ingenieurbau langsam an Bedeutung, sind hier bislang aber in nur sehr wenigen Einzelfällen anzutreffen [17].

Greift man die von der Brundtland-Kommission entwickelte Definition für Nachhaltigkeit auf, so ergibt sich für das Bauwesen – und hier speziell für den Infrastrukturbau – ein Dilemma: Der Bau beispielsweise von Brücken, Straßen, Tunneln oder Ver- bzw. Entsorgungsnetzen mit geplanten Lebensdauern von 100 Jahren und auch mehr stellt eine Festlegung dar, die zukünftige Generationen in ihrer Handlungsfreiheit ggf. signifikant einschränkt, ihr aber auch – und dies darf nicht vergessen werden – i. d. R. erhebliche Entwicklungsmöglichkeiten eröffnet. Für das Bauwesen und für die Baustoffforschung lassen sich hieraus zwei Handlungsleitlinien ableiten: Die errichteten Infrastrukturbauwerke bzw. die verwendeten Baustoffe sollten zum einen eine möglichst hohe Dauerhaftigkeit bei möglichst gleichbleibender – idealerweise sogar anwachsender – Leistungsfähigkeit aufweisen, um die Folgekosten für die Erhaltung dieser Infrastruktur auf ein Minimum zu reduzieren und somit zukünftige Gene-

rationen zumindest hierdurch nicht einzuschränken. Zum anderen sind Baukonzepte und Baumaterialien erforderlich, die eine Anpassung des Bauwerks an die Vorstellungen zukünftiger Generationen ermöglichen. Zu beiden strategischen Feldern wird seit vielen Jahren weltweit geforscht. Neu ist jedoch, dass die Erreichung der Ziele heute bzw. zukünftig unter der Vorgabe minimaler Umweltwirkungen und eines stark reduzierten Verbrauchs an Rohstoff- und Energieressourcen erfolgen muss.

2 Nachhaltigkeit in der Betonbautechnik

2.1 Aktuelle Entwicklungstrends

Für den Betonbau sind mit den zuvor genannten Handlungsleitlinien erhebliche Herausforderungen verbunden. Die daraus resultierenden Änderungen in der Art und Weise, wie Beton hergestellt wird, sind bereits heute zu beobachten: Portlandzementklinker wird in großem Umfang gegen sekundäre Zementrohstoffe wie beispielsweise Hüttensand, Flugasche oder auch Kalksteinmehl ausgetauscht, siehe [18], was die Beherrschung der Frischbetoneigenschaften erschwert und eine veränderte Festigkeitsentwicklung und veränderte Verformungseigenschaften zur Folge hat. Ein weiterer Entwicklungstrend besteht in der Kombination mehrerer Bindemittelarten (drei und mehr) zu einem Bindemittel [19]. Zukünftig kann weiterhin der Austausch von Portlandzementklinker gegen neuartige Bindemittel wie beispielsweise calci-

nierte Tone oder Celitement erwartet werden [20], [21]. Schließlich wurden von verschiedenen Autoren – u. a. auch von denen des vorliegenden Beitrags – Betone mit stark reduziertem Zement- bzw. Zementklinkergehalt vorgestellt [22] bis [25], die jedoch sowohl aufgrund normativer als auch technischer Hürden noch keinen nennenswerten Eingang in den Markt gefunden haben. Letztere werden im Folgenden als Ökobetone bezeichnet.

Das Ziel der genannten Ansätze und Maßnahmen ist es, zunächst die Umweltwirkungen bei der Zement- und Betonherstellung zu minimieren. Je nach gewähltem Ansatz und betrachteter Kenngröße kann der Umwelteinfluss bei der Betonherstellung im Vergleich zu üblichen, nicht ökologisch optimierten Betonen signifikant reduziert werden. Die entscheidende Frage ist jedoch, ob eine derartige Reduktion der Umweltwirkungen in ihrer Konsequenz nicht letztlich doch zu Lasten der Nachhaltigkeit des Baustoffs bzw. des Bauwerks geht, da insbesondere bei der Errichtung von Ingenieurbauwerken neben geringen Umweltwirkungen auch eine hohe Leistungsfähigkeit und Dauerhaftigkeit gefordert werden, die von ökologisch optimierten Betonen nicht grundsätzlich gewährleistet werden kann. Dies bedeutet, dass eine Konzentration auf die Umweltwirkungen zur Bewertung der Nachhaltigkeit zu kurz greift und vielmehr die Parameter Leistungsfähigkeit und Nutzungsdauer hierbei gleichermaßen berücksichtigt werden müssen.

2.2 Definition des Nachhaltigkeitspotenzials von Beton

Um dem Aspekt Rechnung zu tragen, dass die Parameter Leistungsfähigkeit und Nutzungsdauer, neben dem bisher zentralen Parameter Umweltwirkung, gleichermaßen berücksichtigt werden müssen, ist es zweckmäßig, die Nachhaltigkeit eines Baustoffs als einfache Funktion dieser Einflussgrößen auszudrücken.

$$\text{Baustoffnachhaltigkeit} \sim \frac{\text{Nutzungsdauer} \cdot \text{Leistungsfähigkeit}}{\sum \text{Umweltwirkungen}} \quad (1)$$

Gleichung (1) bringt zum Ausdruck, dass die Nachhaltigkeit eines Betons essenziell, hier proportional, mit dessen Nutzungsdauer verknüpft ist. Die Nutzungsdauer selbst kann jedoch maximal der Lebensdauer des Betons entsprechen und ist somit von dessen Dauerhaftigkeit sowie vom Nutzerverhalten (d. h. von soziokulturellen Einflüssen) abhängig. Weitere Ansatzmöglichkeiten, die Nachhaltigkeit eines Betons zu steigern, bestehen gemäß Gleichung (1) in der Reduktion der bei dessen Herstellung verursachten Umweltwirkungen sowie in der Verbesserung seiner Leistungsfähigkeit (z. B. mechanische Eigenschaften). Die Sicherstellung der Leistungsfähigkeit nachhaltiger Betone ist wiederum maßgebend für die Kosten der Betonherstellung.

Auch wenn mit Gleichung (1) der Blick in Bezug auf die Baustoffnachhaltigkeit von der ausschließ-

lichen Betrachtung von Umweltwirkungen auf die Einflüsse von Nutzungsdauer und Leistungsfähigkeit erweitert wird, muss der Ansatz doch als grob vereinfachend eingestuft werden. So gehen in Gleichung (1) alle Parameter ohne Wichtung linear ein und werden als reine, voneinander unabhängige Variablen dargestellt. Es wird die Aufgabe künftiger Forschung sein, diesen ersten Ansatz auf der Grundlage entsprechender Ergebnisse und weiterer Überlegungen ggf. zu erweitern.

Zwar führt nach Gleichung (1) die Maximierung der Nutzungsdauer und der Leistungsfähigkeit des Betons, verbunden mit der gleichzeitigen Minimierung der bei der Betonherstellung entstehenden Umweltwirkungen, prinzipiell zu einem nachhaltigen Beton, jedoch wird seine Nachhaltigkeit nur dann maximal, wenn die mögliche Nutzungsdauer und Leistungsfähigkeit auch vollständig durch den Planer ausgenutzt und die geforderten Mindestwerte für beide Eigenschaften eingehalten werden. Vor diesem Hintergrund beschreibt Gleichung (1) vielmehr das Potenzial eines Baustoffs zur Errichtung nachhaltiger Bauwerke.

Setzt man nun in Gleichung (1) zur Vereinfachung die Nutzungsdauer mit der Lebensdauer t_{SL} des Betons unter den im Bauwerk maßgebenden Umweltbedingungen und Einwirkungen gleich und beschreibt ferner die Leistungsfähigkeit nur mittels der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} und die Umweltwirkungen allein durch das *Global Warming*

Potenzial (GWP), so kann das Betonnachhaltigkeitspotenzial Ω wie folgt ausgedrückt werden.

$$\Omega = \frac{t_{SL} \cdot f_{ck}}{GWP} \quad (2)$$

Gemäß Gleichung (2) besitzt das Betonnachhaltigkeitspotenzial Ω die Einheit [(MPa·a)/(kg CO₂)]. Das *Global Warming Potenzial* (GWP) beschreibt die bei der Zement- bzw. Betonherstellung anfallenden CO₂-Emissionen, die die Umweltwirkungen bei der Betonherstellung maßgebend prägen und daher als Leitparameter für die Umweltwirkungen herangezogen werden können. Das GWP kann in Form einer Ökobilanz gemäß DIN EN ISO 14040 [26] bzw. DIN EN ISO 14044 [27] über standardisierte Verfahren ermittelt werden und sollte idealerweise alle Emissionen bis zum Einbau des Betons auf der Baustelle erfassen. Mit der charakteristischen Druckfestigkeit als Leitparameter für die Leistungsfähigkeit des Betons findet ein zentraler Kennwert des Betons bzw. des Betonbaus Eingang in die Potenzialermittlung. Eine Herausforderung stellt die Berechnung der potenziellen Nutzungsdauer des Bauwerks beziehungsweise des Betons dar. Hierzu muss die Lebensdauer des Betons unter einer maßgebenden bzw. mehreren kombiniert auftretenden Umweltwirkungen ermittelt werden.

Sowohl für die Leistungsfähigkeit als auch für die Lebensdauer müssen die normativ bzw. bauwerksspezifisch geforderten Mindestanforderungen $f_{ck} \geq f_{ck,soil}$ und $t_{SL} \geq t_{SL,soil}$ eingehalten werden.

Andernfalls kann Gleichung 2 nicht angewandt werden bzw. liefert sie unrealistische Ergebnisse. Für die Lebensdauer gilt weiterhin, dass diese auf einen Maximalwert $t_{SL,max}$ beschränkt werden sollte, also $t_{SL} \leq t_{SL,max}$ (siehe Abschnitt 3.3).

Abschließend sei festgestellt, dass das Nachhaltigkeitspotenzial natürlich auch unter Zugrundelegung anderer Kennwerte, insbesondere für die Dauerhaftigkeit des Betons, ermittelt werden kann. Die absolute Größe der ermittelten Werte erlaubt gegenwärtig noch keine Beurteilung, weil ein entsprechendes Bewertungssystem, z. B. mit Bandbreiten von Werten, denen ein entsprechendes Niveau an Nachhaltigkeit zugeordnet ist, fehlt. Aber in der Gegenüberstellung des Nachhaltigkeitspotenzials gemäß Gleichung (2) für verschiedene Betone lässt sich mit diesem Parameter durchaus eine aufschlussgebende, quantitative Differenzierung vornehmen.

3 Nachhaltigkeitspotenzial von Ökobetonen

Nachfolgend wird die Vorgehensweise bei der Berechnung des Nachhaltigkeitspotenzials von Beton exemplarisch am Beispiel verschiedener Ökobetone – d. h. Mischungen mit stark reduziertem Zementgehalt – vorgestellt. Die Entwicklung derartiger Betone wird ausführlich in [25] beschrieben und basiert im Wesentlichen auf dem Ansatz, die Packungsdichte des Gemisches

aus allen granularen Betonausgangsstoffen zu maximieren, um dadurch auch bei minimalem Zement- und Wassergehalt eine ausreichende Verarbeitbarkeit des Betons im frischen Zustand sicherzustellen. Entsprechende Packungsdichteberechnungsmodelle wurden hierzu von Fennis [23] und von de Larrard [28] vorgestellt. Für die entwickelten Ökobetone müssen deren Leistungsfähigkeit, Dauerhaftigkeit und Umweltauswirkungen ermittelt werden. Im letzten Schritt ist die Dauerhaftigkeit mittels einer probabilistischen Lebensdauerprognose abzubilden, welche in die Berechnung des Nachhaltigkeitspotenzials Eingang findet. Zum Vergleich bzw. zur Bewertung werden die entsprechenden Kennwerte bzw. das Nachhaltigkeitspotenzial für einen üblichen Konstruktionsbeton herangezogen.

3.1 Zusammensetzung der Ökobetone

Die Zusammensetzung der untersuchten Betone sowie alle für die Lebensdauerprognose maßgebenden Parameter sind in Tab. 1 angegeben. Detaillierte Angaben zur Vorgehensweise bei der Mischungsentwicklung und zu den verwendeten Ausgangsstoffen können [29] entnommen werden.

Insgesamt wurden sechs verschiedene Betone mit Zementgehalten zwischen 4 Vol.-% bis 10 Vol.-% Zement, bezogen auf das Volumen aller granularer Ausgangsstoffe, entwickelt. Neben einem Portlandzement CEM I 52,5 R (Kurzbe-

Tabelle 1: Zusammensetzung und ausgewählte Eigenschaften der entwickelten Betone

Ausgangsstoff/Kennwert	Dimension	Mischung						
Kenndaten								
Zementanteil an Trockenmischung	[Vol.-%]	4,0	4,0	4,0	5,0	6,0	10,0	Referenz [30], [31]
Zementart	[-]	CEM I	μCEM	SF-CEM I	CEM I	CEM I	CEM I	CEM I 42,5 R
Mischungszusammensetzung								
Zement	[kg/m ³]	113	111	109	138	162	268	320
Quarzmehl 1 ¹⁾	[kg/m ³]	96	96	96	94	92	91	
Quarzmehl 2 ¹⁾	[kg/m ³]	120	121	120	118	69	23	
Sand 0,1/1 (mm) ¹⁾	[kg/m ³]	519	520	519	490	497	441	} ca. 1830 ⁷⁾
Sand 1/2 (mm) ¹⁾	[kg/m ³]	434	435	434	424	415	436	
Kies 2/8 (mm) ¹⁾	[kg/m ³]	482	483	482	471	461	459	
Kies 8/16 (mm) ¹⁾	[kg/m ³]	506	507	506	495	484	482	
Wasser	[kg/m ³]	87	85	87	106	126	130	192
Fließmittel (auf PCE-Basis)	[kg/m ³]	6,5	6,4	6,5	6,0	5,7	6,2	-
w/z-Wert ²⁾	[-]	0,64	0,64	0,65	0,67	0,69	0,43	0,60
Eigenschaften und Bestimmungsmethode								
Verdichtungsmaß c [32]	[-]	1,25	1,21	1,19	-	-	-	k. A.
Ausbreitmaß a [33]	[mm]	-	-	-	390	450	480	k. A.
Betondruckfestigkeit $f_{cm,28d}$ [34]	[MPa]	76,9	79,0	76,6	69,8	58,2	102,6	38,4
charakt. Betondruckfestigkeit f_{ck} ⁵⁾	[MPa]	68,9	71,0	68,6	61,8	50,2	94,6	30,4
Inverser Carbonatisierungswiderstand R_{ACC}^{-1} Mittelwert/Standardabweichung	$\left[\begin{array}{l} 10^{-11} \frac{m^2}{s} \\ \frac{m^2}{kg} \end{array} \right]$	18,9/ 6,8	0,4/ 0,3	14,7/ 5,6	29,6/ 9,7	42,9/ 13,0	0/ n. m. ⁶⁾	13,4/ 3,1
Rechnerisches Erreichen des Grenzzustands $\beta = 1,3$ bei Karbonatisierungsangriff (t_{SL}) (siehe Bild 2)	[a]	85	200 ⁴⁾	106	55	36	200 ⁴⁾	118
Treibhauspotenzial (GWP)	[kg CO ₂ /m ³]	136	136	133	157	171	259	284 ³⁾
Nachhaltigkeitspotenzial Ω (gemäß Gl. (2))	$\left[\begin{array}{l} \frac{MPa \cdot a}{kg CO_2} \end{array} \right]$	43	104	55	22	11	73	13

1) ofentrocken

2) unter Berücksichtigung des Saugverhaltens der Gesteinskörnung; s. [29]

3) keine Angaben verfügbar; Abschätzung auf Basis des Zementgehalts unter Verwendung der Ökobilanzdaten in [29]

4) Lebensdauervorhersage auf 200 Jahre begrenzt (siehe Abschnitt 3.3)

5) $f_{ck} = f_{cm,28d} - 8$ MPa

6) n. m. = nicht messbar

7) k. A., Schätzwert

zeichnung CEM I) kamen weiterhin ein sog. Mikrozement (Portlandzement mit stark reduzierter Partikelgröße; Bezeichnung μ CEM) sowie ein Bindemittelgemisch, bestehend aus 95 M.-% CEM I 52,5 R und 5 M.-% Silikastaub, zum Einsatz (Kurzbezeichnung SF-CEM). Der Beton mit 10 Vol.-% Zement entspricht hinsichtlich seines Zementgehalts ungefähr dem nach deutschen Normen minimal zulässigen Wert.

Der Zementgehalt der sechs entwickelten und im Folgenden untersuchten Betone betrug zwischen 268 kg/m^3 und 109 kg/m^3 . Ihr w/z-Wert betrug 0,43 bei der Mischung mit einem Zementgehalt von 10 Vol.-% und zwischen 0,64 und 0,69 bei den Mischungen mit Zementgehalten zwischen 6 Vol.-% und 4 Vol.-%. Geringere w/z-Werte als die zuvor genannten führten trotz Einsatzes üblicher Mengen an Fließmittel nicht zu einer ausreichenden Frischbetonkonsistenz, so dass der w/z-Wert der Betone mit Zementgehalten von 4, 5 und 6 Vol.-% gegenüber dem Beton mit einem Zementgehalt von 10 Vol.-% erhöht werden musste. Von einer signifikanten Erhöhung des Fließmittelgehalts wurde im Hinblick auf Umweltgesichtspunkte abgesehen. In jeder Mischung wurde jeweils nur eine Zementart (CEM I, μ CEM oder SF-CEM) verwendet.

3.2 Eigenschaften der Ökobetone

Je nach Konsistenz des frischen Betons wurde entweder das Verdichtungsmaß c und/oder das Ausbreit-

maß a gemäß [32], [33] bestimmt. Weiterhin wurden Probekörper zur Prüfung der Festbetoneigenschaften und der Dauerhaftigkeit hergestellt, im Alter von 2 Tagen entformt, bis zum Alter von 7 Tagen in Wasser und anschließend bis zur Prüfung bei $20 \text{ }^\circ\text{C}$ und 65 % r. F. gelagert. Die Prüfung der Betondruckfestigkeit erfolgte im Alter von 28 Tagen an Würfeln gemäß [34]. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass die entwickelten Betone trotz vergleichsweise hoher w/z-Werte eine sehr hohe Betondruckfestigkeit aufweisen. Dies gilt insbesondere für die Mischung mit einem Zementgehalt von 10 Vol.-%, aber auch für die anderen Mischungen, und kann auf den Beitrag der Gesteinsmehle und Gesteinskörnung zur Festigkeitsbildung zurückgeführt werden.

Betrachtet man die Festigkeit der untersuchten Betone als Maß für deren Leistungsfähigkeit, so wird deutlich, dass die Mindestfestigkeit für übliche Anwendungen im Hochbau durch alle Ökobetone erreicht und zum Teil deutlich überschritten wird. Als besonders vorteilhaft ist hierbei auch die zu erwartende geringe Schwind- und Kriechneigung der Betone zu bewerten. Hierzu werden derzeit weitere Untersuchungen durchgeführt.

Die aus der Herstellung der Betone resultierenden Umweltwirkungen können durch Multiplikation der Ausgangsstoffgehalte mit den jeweiligen Ökobilanzdaten der einzelnen Ausgangsstoffe und durch anschließende Summierung berechnet werden. Sie sind exemplarisch für das Erderwär-

mungspotenzial GWP in Tab. 1 angegeben. Hierbei zeigt sich, dass der CO₂-Ausstoß in Verbindung mit der Mischung mit einem Zementgehalt von 4 Vol.-% gegenüber der Mischung mit einem Gehalt von 10 Vol.-% mehr als halbiert werden konnte. Noch ausgeprägter ist diese Reduktion im Vergleich zu dem ebenfalls in Tab. 1 angegebenen Referenzbeton aus der Literatur. Mangels näherer Angaben zum Referenzbeton wurde dessen Treibhauspotenzial mittels der Ökobilanzdaten der im Projekt verwendeten Zemente berechnet und unterliegt somit einem unbekanntem, aber sicherlich geringen Fehler.

Neben den Umweltwirkungen und der Leistungsfähigkeit der Betone wurde auch deren Dauerhaftigkeit gegenüber ausgewählten Umweltwirkungen geprüft. Untersucht wurden u. a. der Karbonatisierungswiderstand der Betone bei normalem und erhöhtem CO₂-Gehalt gemäß [35], der Frost-Tausalz-Widerstand, der Widerstand gegenüber einer Chlorideindringung und der Wassereindringwiderstand (WU). Die bzgl. der Karbonatisierung gewonnenen Untersuchungsergebnisse bildeten die Grundlage für die in Abschnitt 3.3 beschriebenen Lebenszyklusberechnungen. Eine ausführliche Darstellung aller Untersuchungsergebnisse kann [29] entnommen werden. Nachstehend wird nur auf die Ergebnisse der Karbonatisierungsprüfung näher eingegangen.

Zur Prüfung des Karbonatisierungswiderstands der in Tab. 1 aufgeführten Betone wurden von je-

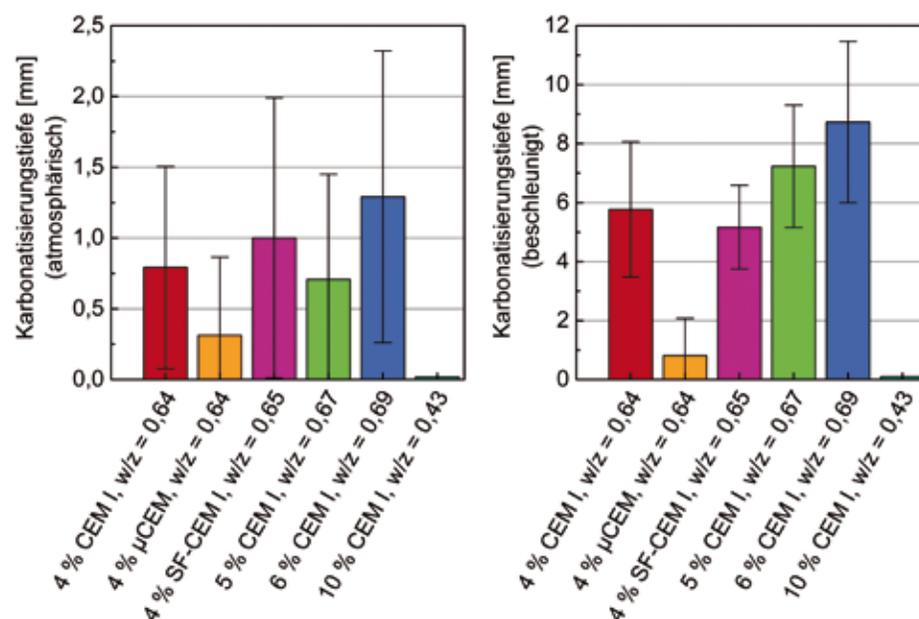


Bild 2
Karbonisierungstiefe der Betone aus Tab. 1, ermittelt an Balken im Normklima (20 °C und 65 % r. F.) bei atmosphärischer CO₂-Konzentration (links) und bei erhöhter CO₂-Konzentration in der Luft bei 20 °C und 70 % r. F. (rechts), jeweils im Alter von 56 Tagen (alle Grafiken von den Autoren)

der Betonsorte zwei Balken mit den Abmessungen 100 × 100 × 440 mm³ hergestellt, im Alter von zwei Tagen entformt, bis zum Alter von sieben Tagen in Wasser und anschließend bei 20 °C und 65 % r. F. bis zum Alter von 28 Tagen gelagert. Zu diesem Zeitpunkt wurde eine der Proben in eine Klimakammer bei 20 °C, 70 % r. F. und einem erhöhten CO₂-Gehalt von 2 Vol.-% umgelagert, während die zweite Probe weiter im Normklima bei einem Luft-CO₂-Gehalt von 0,04 Vol.-% lagerte. Die Untersuchung des Karbonatisierungsverhaltens des Betons erfolgte im Alter von 56 Tagen durch Spalten der Balken senkrecht zu ihrer Längsachse in 5 Scheiben. Die Bestimmung

der Karbonatisierungstiefe erfolgte an den Oberflächen der Bruchquerschnitte durch Aufbringen einer Phenolphthalein-Indikatorlösung. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Bild 2 dargestellt (man beachte die unterschiedliche Skalierung). Jeder Datenpunkt stellt dabei den Mittelwert der Karbonatisierungstiefe eines Balkens dar, die auf jedem Bruchquerschnitt an drei Messstellen entlang seiner vier Kanten vom Rand nach innen (12 Messwerte pro Bruchquerschnitt, 48 Messwerte pro Balken) gemessen wurde.

Wie aus Bild 2 deutlich wird, zeigt der Beton mit einem Zementgehalt von 10 Vol.-% sowohl bei erhöhter als auch bei normaler CO_2 -Konzentration in der Atmosphäre im Beobachtungszeitraum von 28 Tagen keine messbare Karbonatisierung. Deutlich stärker ist die Karbonatisierung hingegen für die Betone mit den Zementgehalten von 4, 5 und 6 Vol.-% ausgeprägt, was zunächst auf den signifikant erhöhten w/z-Wert dieser Betone zurückgeführt werden kann. Die Untersuchungsergebnisse zeigen jedoch auch, dass mit abnehmendem Zementgehalt auch die Karbonatisierungstiefe des Betons signifikant abnimmt. Weiterhin wirkt sich der Austausch von CEM I 52,5 R durch Mikrozemement günstig auf den Karbonatisierungswiderstand der Ökobetone aus. Diese Verbesserung wird zum einen auf die bessere Dispergierung des Mikrozemements zwischen den inerten Gesteinskörnern und zum anderen auf die schnellere Hydratation des Mikrozemements und den dadurch

bedingten, erhöhten Hydratationsgrad zum Untersuchungszeitpunkt zurückgeführt. Die Untersuchungsergebnisse lassen erwarten, dass durch eine geringfügige Reduktion des w/z-Werts, bei gleichzeitiger Verwendung von Mikrozemement, Betone mit einem Zementgehalt von nur 4 Vol.-%, entsprechend ca. 113 kg/m^3 , einen vergleichbaren Karbonatisierungswiderstand aufweisen wie Betone mit mehr als doppelt so hohem Zementgehalt. Voraussetzung hierfür wäre jedoch die Entwicklung deutlich wirksamerer Fließmittel zur Gewährleistung einer ausreichenden Verarbeitbarkeit. Der Einsatz von Silikastaub zur Verbesserung der Kontaktzone zeigte hingegen keine Wirkung.

Auf Basis der in Bild 2 dargestellten Untersuchungsergebnisse wurde für jeden Beton der inverse Karbonatisierungswiderstand $R_{\text{ACC},0}^{-1}$ gemäß Gleichung 3 berechnet.

$$R_{\text{ACC},0}^{-1} = \left(\frac{x_c}{\tau} \right)^2 \quad (3)$$

In Gleichung (3) beschreiben $R_{\text{ACC},0}^{-1}$ den inversen, effektiven Karbonatisierungswiderstand des trockenen Betons, bestimmt entsprechend dem in [35] beschriebenen Verfahren in $[(\text{m}^2/\text{s})/(\text{kg}/\text{m}^3)]$, und x_c die an den Probekörpern gemessene Eindringtiefe in [m]; τ ist eine Zeitkonstante mit der Dimension $[(\text{s}/(\text{kg}/\text{m}^3))^{0,5}]$ und wurde hier gemäß [30] zu $\tau = 420 (\text{s}/(\text{kg}/\text{m}^3))^{0,5}$ gewählt. Die Ergebnisse der Berechnung des Karbonatisierungswiderstands sind in Tab. 1 angegeben.

Die zuvor dargestellten Versuchsergebnisse belegen, dass mit abnehmendem Zementgehalt und dadurch abnehmendem Zementsteingehalt die Dauerhaftigkeit von Beton durchaus verbessert werden kann. Als entscheidend für die Dauerhaftigkeit und Nachhaltigkeit ist bei den hier vorgestellten Ökobetonen der erhöhte w/z-Wert anzusehen, der sich beim aktuellen Entwicklungsstand aus der zur Gewährleistung einer ausreichenden Frischbetonkonsistenz erforderlichen Wassermenge ergibt.

3.3 Lebensdauerbemessung – Grundlagen und Anwendung

Um das Nachhaltigkeitspotenzial der entwickelten Betone gemäß Gleichung (2) berechnen zu können, muss auf Basis der durchgeführten Dauerhaftigkeitsuntersuchungen in einem weiteren Schritt die potenzielle Lebensdauer des Betons gegenüber dem gewählten Angriff ermittelt werden. Zur Durchführung dieser Berechnung wird auf die Methoden der Dauerhaftigkeitsbemessung von Bauwerken zurückgegriffen. Eine ausführliche Darstellung der Methoden ist in [36], [37] enthalten. Nachstehend werden die wesentlichen Arbeitsschritte am Beispiel der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion erläutert.

Grundlage für die Durchführung einer Dauerhaftigkeitsbemessung ist die Kenntnis einer Schädigungs-Zeit-Funktion sowie eines Grenzzustands, bei dessen Erreichen die Lebensdauer des Bau-

werks erreicht ist. Im Falle der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion kann das Karbonatisierungsverhalten mittels Gleichung (4) beschrieben werden [37].

$$x_c(t) = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t) \cdot C_s \cdot \sqrt{t} \cdot W(t)} \quad (4)$$

Hierin bezeichnet $x_c(t)$ die Karbonatisierungstiefe in [mm] in Abhängigkeit von der Zeit t . Die dimensionslosen Parameter k_e , k_c und k_t beschreiben den Einfluss der vorliegenden Umweltbedingungen, der Nachbehandlung und der Prüfbedingungen. $R_{ACC,0}^{-1}$ bezeichnet den inversen effektiven Karbonatisierungswiderstand und ε_t den zugehörigen Fehler in [(m²/s)/(kg/m³)]. C_s gibt die CO₂-Konzentration in [kg/m³] an, und $W(t)$ ist eine dimensionslose Funktion zur Berücksichtigung von Witterungseinflüssen [37]. Im vorliegenden Fall wurden die Parameter der Funktion in Gleichung (4) entsprechend [30], [31] parametrisiert und der inverse Karbonatisierungswiderstand aus den durchgeführten Untersuchungen ermittelt (siehe Bild 2 bzw. Tab. 1).

Als Grenzzustand für das Erreichen der Lebensdauer wurde die Bedingung $x_c(t) = c$ eingeführt, wobei c die Betonüberdeckung bezeichnet. Durch Auflösung der zuvor genannten Gleichung könnte prinzipiell die potenzielle Lebensdauer des Bauwerks berechnet werden, allerdings lassen sich die meisten der oben aufgeführten Modellvariablen nicht als feste Größen bestimmen, sondern müssen als stochastische Variablen modelliert werden.

Vor diesem Hintergrund wurde die Versagenswahrscheinlichkeit p_f eingeführt (siehe Gleichung (5)). Die Variable p_f gibt dabei die Wahrscheinlichkeit p an, mit der der oben beschriebene Grenzzustand während der geplanten Lebensdauer eines Bauteils bzw. Bauwerks auftritt.

$$p_f = p \{G < 0\} \quad (5)$$

Gleichung (5) enthält die Grenzzustandsfunktion $G = R - S$ mit den beiden Parametern Betonwiderstand $R = c$ und Einwirkung $S = x_c(t)$. Die Funktion G stellt die elementare Form einer Grenzzustandsfunktion dar, wobei R und S Zufallsvariablen sind. Nimmt G den Wert null an, ist der Grenzzustand gerade erreicht. Wird die Grenzzustandsfunktion als normalverteilt angenommen und werden Einwirkung S und Widerstand R mit Mittelwert μ und Standardabweichung σ eingeführt, lassen sich die stochastischen Eigenschaften der Funktion G in Form einer Verteilungsfunktion darstellen.

In der Bemessungspraxis hat es sich als zielführend erwiesen, die Zuverlässigkeit des Bauwerks bzw. Bauteils nicht durch die Versagenswahrscheinlichkeit, sondern durch den sog. Zuverlässigkeitsindex β auszudrücken, der das Verhältnis von Mittelwert zu Standardabweichung μ_g/σ_g der Grenzwertfunktion angibt. Die Festlegung des angestrebten Zuverlässigkeitsindex ist stark von den zu erwartenden Folgen eines Versagenseintritts und von den zu erwartenden Kosten für Sicher-

heits- und Reparaturmaßnahmen abhängig. Im vorliegenden Fall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion wurde der angestrebte Zuverlässigkeitsindex gemäß des fib Model Code [37] zu $\beta = 1,3$ festgelegt. Dies entspricht einer Versagenswahrscheinlichkeit von $p_f = 0,10$ bzw. 10 %.

Bild 3 zeigt die zeitliche Entwicklung des Zuverlässigkeitsindex β für die entwickelten Ökobetone sowie für den der Literatur entnommenen Referenzbeton in Bezug auf das Risiko einer karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion. Die Betonüberdeckung c wurde für alle Betone gleich zu $c = 40$ mm bei einer Standardabweichung von 8 mm gewählt. Die Berechnungen wurden mit Gleichung (4) zur Beschreibung des Karbonatisierungsfortschritts am ungerissenen Beton unter Verwendung der Zuverlässigkeitssoftware FReET [38], [39] durchgeführt. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass der Ökobeton mit CEM I 52,5 R und einem Zementgehalt von 4 Vol.-% eine potentielle Lebensdauer t_{sL} bei einem Karbonatisierungsangriff von ca. 85 Jahren aufweist. Mit zunehmendem Zementgehalt geht die zu erwartende Lebensdauer zunächst zurück und beträgt 55 Jahre für die Mischung mit 5 Vol.-% Zement bzw. 36 Jahre für die Mischung mit 6 Vol.-% (siehe auch Tab. 1).

Der Beton mit 4 Vol.-% Mikrozement besitzt diesen Berechnungen zur Folge über den Bemessungszeitraum von 100 Jahren einen Zuverlässig-

keitsindex größer 4,0, so dass ein Erreichen des Grenzzustands über diesen Zeitraum rechnerisch nicht gegeben ist. Nicht möglich ist die Anwendung der hier beschriebenen Dauerhaftigkeitsbemessung auf den Beton mit einem Zementgehalt von 10 Vol.-%, da dieser Beton in den Karbonatisierungsuntersuchungen im Beobachtungszeitraum keine erkennbare Karbonatisierung zeigte. Dementsprechend besitzt seine zu erwartende Lebensdauer den Wert unendlich (siehe Tab. 1). Vor dem Hintergrund solcher Ergebnisse ist es im Rahmen der hier angestellten Betrachtungen erforderlich, die Lebensdauer auf ingenieurmäßig sinnvolle Zeiträume zu beschränken. Daher wurde zur Bestimmung des Nachhaltigkeitspotenzials gemäß Gleichung (2) für Betone, bei denen auf Grundlage der Versuchsergebnisse auch nach weit über 100 Jahren kein Erreichen des Grenzzustands wahrscheinlich ist, die rechnerische Lebensdauer auf maximal $t_{SL,max} = 200$ Jahre begrenzt. Dies betrifft die beiden Mischungen mit 10 Vol.-% CEM I 52,5 R und mit 4 Vol.-% Mikrozement. Der Zeitraum von 200 Jahren entspricht dabei der geplanten Nutzungsdauer für wichtige Infrastrukturbauwerke nach [33].

Um einen Vergleich zwischen den entwickelten Ökobetonen mit einem Normalbeton zu ermöglichen, wurde zudem auf Literaturangaben zurückgegriffen (siehe [30], [31]). Die Zusammensetzung und die Eigenschaften des hier als Referenz verwendeten Normalbetons sind ebenfalls in Tab. 1

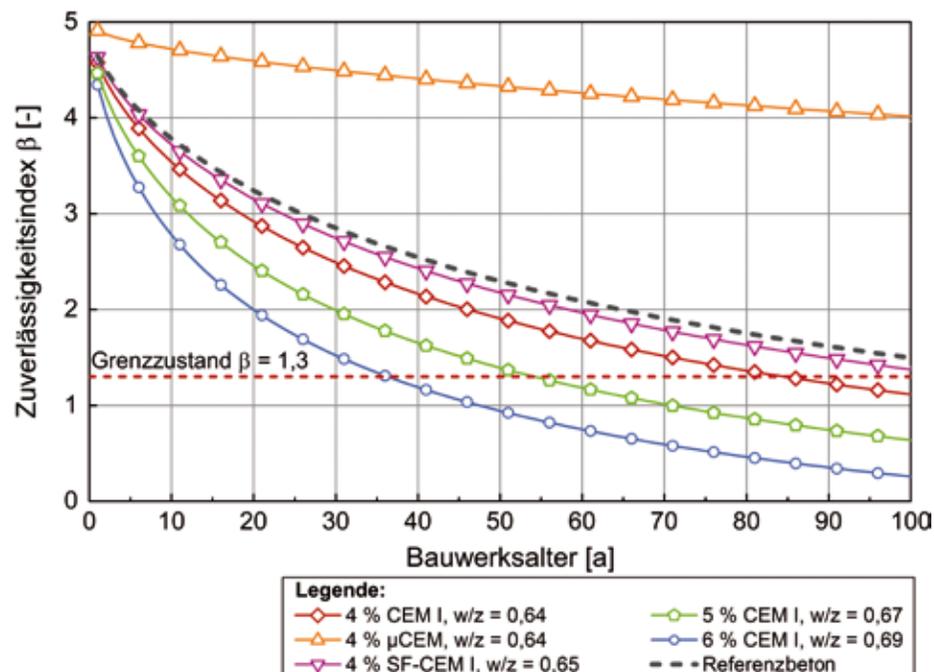


Bild 3
Zeitliche Entwicklung des Zuverlässigkeitsindex β der entwickelten Ökobetone (siehe Tab. 1) im Vergleich zu einem Referenzbeton

angegeben. Der Referenzbeton weist danach eine rechnerische Lebensdauer von ca. 118 Jahren auf.

3.4 Nachhaltigkeitspotenzial von Ökobetonen

Das gemäß Gleichung (2) berechnete Nachhaltigkeitspotenzial der entwickelten Betone sowie des Referenzbetons ist in Bild 4 dargestellt. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass das Nachhaltigkeitspotenzial mit abnehmendem Zementgehalt stark zunimmt und um den Faktor 6 bis 8 gegenüber

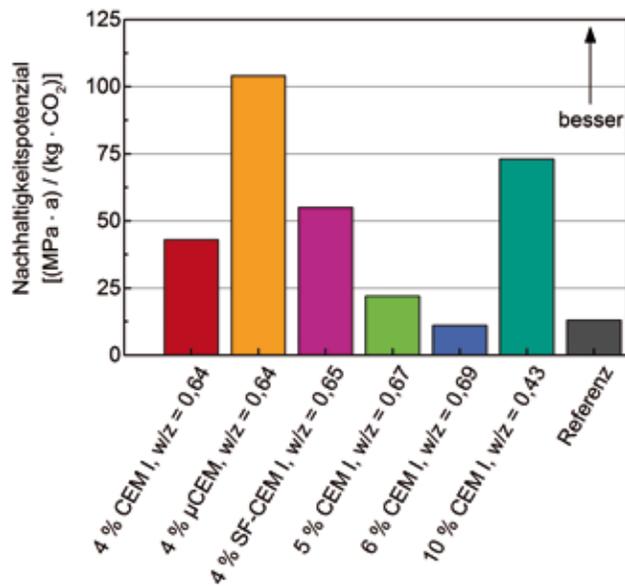


Bild 4

Nachhaltigkeitspotenzial der entwickelten Ökobetone nach Gleichung (2) im Vergleich mit dem Referenzbeton (siehe Tab. 1)

sicherheit gegenüber dem Risiko einer karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion erfordern. Unbedenklich wäre der Einsatz dieses Betons hingegen für Anwendungen in den Expositionsklassen X0 oder XC1. Für diesen Fall aber würde die Ermittlung des Nachhaltigkeitspotenzials gemäß Gleichung 2 keinen Sinn machen, da kein Risiko bzgl. der Bewehrungskorrosion infolge Karbonatisierung des Betons vorliegt.

4 Schlussbemerkung

Im vorliegenden Beitrag wird ein neues Konzept zur integralen Bewertung der Nachhaltigkeit des Bau-

dem Referenzbeton aus der Literatur gesteigert werden kann.

Die genauere Betrachtung der Daten verdeutlicht, dass der Beton mit einem Zementgehalt von 6 Vol.-% eine rechnerische Lebensdauer von 50 Jahren unterschreitet und somit für Anwendungen auszuschließen wäre, die eine entsprechende Si-

stoffs Beton auf Werkstoffebene vorgestellt. Die Kernidee des Ansatzes besteht darin, nicht alleine nur die Umweltwirkungen von Beton zu betrachten, sondern auch seiner Leistungsfähigkeit und Lebensdauer (Dauerhaftigkeit) im Bauwerk Rechnung zu tragen und diese Parameter in die Nachhaltigkeitsbewertung einzubeziehen.

Zur Quantifizierung der Nachhaltigkeit wird das sogenannte Nachhaltigkeitspotenzial eingeführt. Darin wird die Leistungsfähigkeit durch die charakteristische Betondruckfestigkeit beschrieben, der Parameter Lebensdauer durch einen Schädigungsprozess dargestellt (im gewählten Beispiel die karbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion) und die aus der Betonherstellung resultierenden Umweltwirkungen durch das Treibhauspotenzial (GWP) ausgedrückt. Für die entwickelten Ökobetone – Betone mit stark reduziertem Zementgehalt – war eine signifikante Steigerung des Nachhaltigkeitspotenzials bis zu einem Faktor 8 gegenüber einem konventionellen Referenzbeton zu verzeichnen.

Während die mechanischen Eigenschaften dieser Ökobetone jene von üblichen Konstruktionsbetonen oftmals übertreffen, stellt ihre Dauerhaftigkeit, je nach betrachtetem Schädigungsmechanismus, noch einen mehr oder weniger großen Schwachpunkt dar. Auch hinsichtlich der Frischbetoneigenschaften sind gewisse Defizite noch unübersehbar.

Vor diesem Hintergrund besteht die Herausforderung bei der Entwicklung möglichst nachhaltiger Betone in den kommenden Jahren vor allem in der Verbesserung ihrer Frischbetoneigenschaften und in einer Steigerung ihrer Dauerhaftigkeit. In diesem Zusammenhang ist auch zu beachten, dass schlechte Verarbeitungseigenschaften in der Praxis häufig zu Ausführungsfehlern führen, die die Lebensdauer von Betonbauteilen in rechnerisch nicht darstellbarer Weise reduzieren und sicherlich das Nachhaltigkeitspotenzial stark herabsetzen. Ebenso müssen die Methoden zur Berechnung der potenziellen Lebensdauer eines Bauwerks weiter verbessert und insbesondere um den komplexen Einfluss kombinierter Einwirkungen erweitert werden.

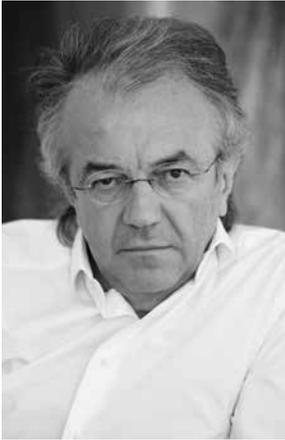
Ein entscheidender, nicht gerade einfacher Schritt wird darüber hinaus darin bestehen, das Regelwerk des Betonbaus unter Berücksichtigung der Zusammensetzung und Eigenschaften dieser neuartigen Betone fortzuschreiben. In diesem Bereich ist dringend Handlungsbedarf angezeigt, z. B. zunächst in Form von Zulassungen und Zustimmungen im Einzelfall.

Literatur

- [1] Vitruvius, M.: Ten books on architecture. Translation: Rowland, I. D.; edited by: Rowland, I. D.; Howe, T. N.; Cambridge · New York et al.: Cambridge University Press, 1999
- [2] Delatte, N. J.: Lessons from roman cement and concrete. *Journal of Professional Issues in Engineering Education and Practice* 127 (2001) 3, 109–115
- [3] Paillet, J.-L.: Réflexions sur la construction du Pont du Gard. *Gallia* 62 (2005) 49–68
- [4] Mohrenstein, K.-F.: pers. Mitteilung, 2016
- [5] Hughes, J. D.: How the ancients viewed deforestation. *Journal of Field Archaeology* 10 (1983) 435–445
- [6] Semple, E. C.: Climatic and geographic influences on ancient Mediterranean forests and the lumber trade. *Annals of the Association of American Geographers* 9 (1919) 1, 13–40
- [7] Hong, S.; Candelone, J.-P.; Patterson, C. C.; Boutron, C. F.: Greenland ice evidence of hemispheric lead pollution two millennia ago by Greek and Roman civilizations. *Science* 265 (1994) 5180, 1841–1843
- [8] von Carlowitz, H. C.: *Sylvicultura oeconomica, oder haußwirthliche Nachricht und naturmäßige Anweisung zur wilden Baum-Zucht.* keine Verlagsangabe, 1713
- [9] Sächsische Carlowitz-Gesellschaft (Hrsg.): *Die Erfindung der Nachhaltigkeit – Leben, Werk und Wirkung des Hans Carl von Carlowitz.* München: Oekom, 2013

- [10] Meadows, D.; Meadows, D.; Zahn, E.; Milling, P.: Die Grenzen des Wachstums, Bericht des Club of Rome zur Lage der Menschheit. Stuttgart: DVA, 1972
- [11] World Commission on Environment and Development (Ed.): Our Common Future. Sog. Brundtland-Report, 1987 – online unter: <http://www.un-documents.net/our-common-future.pdf>, letzter Zugriff: 06/2016
- [12] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (Hrsg.): Leitfaden nachhaltiges Bauen – Zukunftsfähiges Planen, Bauen und Betreiben von Gebäuden. 02/2016
- [13] Deutsche Gesellschaft für nachhaltiges Bauen e. V. (Hrsg.): Neubau Büro- und Verwaltungsgebäude – DGNB Handbuch für nachhaltiges Bauen. Stuttgart, 2012
- [14] Nguyen, B. K.; Altan, H.: Comparative review of five sustainable rating systems. *Procedia Engineering* 21 (2011) 376–386
- [15] Zuo, J.; Zhao, Z.-Y.: Green building research – current status and future agenda: A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 30 (2014) 271–281
- [16] Singh, R. K.; Murty, H. R.; Gupta, S. K.; Dikshit, A, K.: An overview of sustainability assessment methodologies. In: *Ecological Indicators* 9 (2009) 2, 189–212
- [17] Weber, B.; Staub-Bisang, M.; Alfen, H. W.: *Infrastructure as an Asset Class: Investment Strategy, Sustainability, Project Finance and PPP*. Wiley, 2016
- [18] Verein Deutscher Zementwerke e.V.: Zementabsatz und -verbrauch, Inlandsversand Verbandsmitglieder nach Zementarten. – online unter: <https://www.vdz-online.de/publikationen/zahlen-und-daten/c-zementabsatz-und-verbrauch/>, letzter Zugriff: 06/2016
- [19] Schneider, M.; Romer, M.; Tschudin, M.; Bolio, H.: Sustainable cement production – present and future. *Cement and Concrete Research* 41 (2011) 642–650
- [20] Scrivener, K.: Future cements: Research needs for sustainability and potential of LC3 Technology. In: Gálvez, J. C.; Aguado de Cea, A.; Fernández-Ordóñez, D.; Sakai, K.; Reyes, E.; Casati, M. J.; Enfedaque, A.; Alberti, M. G.; de la Fuente, A. (Eds.): *Proceedings of the II International Conference on Concrete Sustainability (ICCS16)*, 13.–15.6.2016 in Madrid (Spain), CIMNE, 2016, E-Book, 1109–1115 – online: http://www.iccs16.org/frontal/doc/Ebook_ICCS16.pdf
- [21] Stemmermann, P.; Schweike, U.; Garbev, K.; Beuchle, G.; Möller, H.: Celitement – a sustainable prospect for the cement industry. *Cement International* 8 (2010) 5, 52–66
- [22] Glavind, M.: Green concrete structures. *Structural Concrete* 12 (2011) 1, 23–29
- [23] Fennis, S. A. A. M.: Design of ecological concrete by particle packing optimization. Diss., TU Delft, 2010
- [24] Proske, T.; Hainer, St.; Jakob, M.; Garrecht, H.; Graubner, C.-A.: *Stahlbetonbauteile aus klima- und ressourcenschonendem Ökobe-*

- ton. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012) 6, 401–413
- [25] Haist, M.; Moffatt, J. S.; Breiner, R.; Müller, H. S.: Entwicklungsprinzipien und technische Grenzen der Herstellung zementarmer Betone. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 202–215
- [26] DIN EN ISO 14040:2009-11: Umweltmanagement – Ökobilanz – Grundsätze und Rahmenbedingungen (ISO 14040:2006). Berlin: Beuth, 2009
- [27] DIN EN ISO 14044:2006-10: Umweltmanagement – Ökobilanz – Anforderungen und Anleitungen (ISO 14044:2006). Berlin: Beuth, 2009
- [28] de Larrard, F.: Concrete mixture proportioning – a scientific approach. London: E & EN Spon, 1999
- [29] Haist, M.; Moffatt, J. S.; Breiner, R.; Vogel, M.; Müller, H. S.: Nachhaltigkeitsbemessung von Baustoffen am Beispiel zementarmer Betone. (Zur Veröffentlichung angenommen in: Beton- und Stahlbeton 111 (2016) 10)
- [30] Gehlen, Ch.: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft Nr. 510, Berlin: Beuth, 2000
- [31] Gehlen, Ch.; Mayer, T. F.; von Greve-Dierfeld, S.: Lebensdauerbemessung. Kapitel XIV in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2011, Teil 2, Kraftwerke, Faserbeton, Berlin: Ernst & Sohn, 2011, 231–278
- [32] DIN EN 12350-4:2009-08: Prüfung von Frischbeton; Teil 4: Verdichtungsmaß. Berlin: Beuth, 2009
- [33] DIN EN 12350-5:2009-08: Prüfung von Frischbeton; Teil 5: Ausbreitmaß. Berlin: Beuth, 2009
- [34] DIN EN 12390-3:2009-07: Prüfung von Festbeton; Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Berlin: Beuth, 2009
- [35] DARTS – Durable and Reliable Tunnel Structures: Data, European Commission, Growth 2000, Contact G1RD-CT-2000-00467, Project GrD1-25633, 2004
- [36] Müller, H. S.; Vogel, M.: Lebensdauerbemessung im Betonbau – Vom Schädigungsprozess auf Bauteilebene zur Sicherheitsanalyse der Gesamtkonstruktion. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 6, 394–402
- [37] International Federation for Structural Concrete (Ed.): Model Code for Service Life Design. fib bulletin 34, Lausanne, 2006
- [38] Červenka Consulting: FReET – Feasible Reliability Engineering Tool, Program Documentation, Theory Manual and User Manual, Multipurpose Probabilistic Software for Statistical, sensitivity and reliability Analysis. Praha, 2012
- [39] Červenka Consulting: FReET-D – Feasible Reliability Engineering Tool (Deterioration Module), Program Documentation, Theory Manual and User Manual, Multipurpose Probabilistic Software for Statistical, sensitivity and reliability Analysis. Praha, 2010



Werner Sobek

Über die Gestaltung der Bauteilinnenräume

Meinem Freund Manfred Curbach zum 60. Geburtstag gewidmet

Prof. Werner Sobek, Stuttgart

Werner Sobek ist Architekt und Ingenieur. Er befasst sich insbesondere mit der Beziehung von Gestaltung und Technologie sowie Fragen des Bauens von morgen.

Ein Ausschnitt aus dem Gesamtbild

Eine der elementaren Forderungen an das Bauschaffen von Morgen lautet, mit einem Weniger an Material mehr zu bauen [1]. Diese Forderung gründet sich auf die Erkenntnis, dass das Bevölkerungswachstum ein signifikant steigendes Wachstum des Bauvolumens bei gleichzeitig auftretender Verknappung von Rohstoffen bewirkt. Beides macht die verstärkte Einbringung von Leichtbautechnologien und, gleichzeitig, drastisch erhöhte Recyclingquoten im Bauwesen erforderlich. Das internationale Bauschaffen ist hierauf nicht vorbereitet. Umso wichtiger erscheint es deshalb, die Grundlagen hierfür zu legen.

Das Gros der in der gebauten Umwelt verbauten Baustoffe ist, wenn man einmal vom Verkehrswegebau absieht, in den tragenden Konstruktionen

der Gebäude oder Brücken zu finden. Leichtbau findet in diesen beiden Kategorien heute zumeist nur dann statt, wenn große Spannweiten zu überbrücken, große Höhen zu erreichen oder Bauteile (wie z. B. wandelbare Dächer) zu bewegen sind. Die Gründe hierfür sind naheliegend: Ein zu hohes Eigengewicht der tragenden Konstruktion würde die Baubarkeit als solche verhindern oder zu allzu hohen Kosten führen. Im Rest des Bauschaffens spielt Gewichtsreduktion nur noch dort eine wesentliche Rolle, wo die Materialkosten signifikant hoch im Verhältnis zu den Arbeitskosten sind [2].

Eine Einsparung an Eigengewicht geht in den meisten Fällen auch mit einer Einsparung an grauer Energie einher, wobei allerdings definitorisch darauf zu achten ist, sorgfältig zwischen fossil-basierter und nicht-fossiler (sogenannte „erneuerbarer Energie“, wobei jedermann weiß, dass Energie nicht

erneuerbar ist) zu unterscheiden. Auf lange Sicht ist eine Beschränkung der Verwendung nicht-fossil basierter Energie nicht erforderlich, denn aufgrund der Tatsache, dass die Sonne ca. 10.000-mal mehr Energie auf die Erde einstrahlt als die Menschheit für alle ihre Bedürfnisse benötigt, hat die Menschheit kein Energieproblem im eigentlichen Sinn. Das sogenannte Energieproblem besteht vielmehr darin, dass die Energiebereitstellung zumeist auf Basis der Verbrennung fossiler Materialien wie Erdöl, Kohle, Pellets etc. erfolgt, wodurch infolge der dabei freigesetzten Emissionen die Erderwärmung beschleunigt wird [1].

Die Ursachen, warum die Menschheit auf die am Horizont der Geschichte heraufziehenden, in ihren Auswirkungen klar beschriebenen, die Zukunft fundamental negativ beeinträchtigenden Phänomene nicht anders reagiert, als sie es tatsächlich tut, sind weitestgehend unklar und nur in Ansätzen beschrieben. Dies gilt auch für das Bauwesen. So erscheint es nahezu unerklärlich, warum Energieeffizienz gefordert wird, anstatt das notwendige Verbot des Verbrauchs fossil erzeugter Energie auszusprechen. Es erscheint unerklärlich, warum die massive Integration von Photovoltaik einschließlich der zugehörigen Batterietechnik in die gebaute Umwelt nicht gefördert, sondern politisch behindert wird. Es erscheint unerklärlich, warum angesichts der Erderwärmung im Jahr 2015 in Deutschland mehr Ölheizungen und mehr sogenannte SUVs als je zuvor verkauft werden konnten etc. etc. In Bezug auf die Baustoffver-

wendung ist ähnliches festzuhalten. Eine Recyclingvorschrift ähnlich der im Automobilbau gibt es im Bauwesen weltweit bis heute nicht. Die Implementierung von Leichtbaustrategien erfolgt sehr zögerlich. Immerhin ist festzuhalten, dass die Forschungen in diesem Gebiet seit dem vergangenen Jahr in Deutschland, hierbei insbesondere in Baden-Württemberg, massiv gefördert werden.

Neben technischen und technologischen Hindernissen muss die Einführung von materialsparenden Bauweisen auch einen in der Bevölkerung tief verankerten, eher als psychologische Hürde zu bezeichnenden Vorbehalt überwinden, der sich darin gründet, dass dem „leicht Bauen“ der Charakter des Temporären, des Preiswerten, ja des Billigen anhaftet, während material- und gewichtsintensive Bauweisen als massiv, robust, beständig und insgesamt als höherwertig angesehen werden. Da eine bauliche Investition typischerweise zu den größten Investitionen gehört, die ein Mensch im Lauf seines Lebens tätigt, ist der Wunsch nach maximaler Wertigkeit und Beständigkeit der Investition verständlich. Es ist demnach erforderlich aufzuzeigen, dass materialsparendes Bauen ebenfalls eine hohe Wertigkeit bzw. dieselbe Wertigkeit wie ein *Massivbau* haben kann, zudem aber auch noch lebenserhaltende Qualitäten im übergeordneten Sinn und Maßstab besitzt.

Die Bedeutung von zukünftigen Einsparungen an Baustoffen wird offensichtlich, wenn man das

*So erscheint es
nahezu unerklärlich,
warum
Energieeffizienz
gefordert wird,
anstatt das
notwendige Verbot
des Verbrauchs
fossil erzeugter
Energie
auszusprechen*

*Bildlich ausgedrückt
entspricht ein
Bauvolumen
von 60 Mrd. t einer
30 cm dicken Wand
entlang
des Äquators,
die ca. 2.000 m
hoch ist*

Volumen zukünftiger Bauaufgaben erfasst. So beträgt der Nettozuwachs der Weltbevölkerung derzeit ca. 125 Mio. Menschen pro Jahr [1]. Legt man jedem dieser Neubürger den Baustoffbesitz eines Bundesbürgers, der bei ca. 490 t pro Person liegt [1], zugrunde, so ergibt dies einen jährlichen Baustoffbedarf von ca. 60 Mrd. t. Dieser setzt sich jeweils annähernd hälftig aus Aufwendungen für Infrastrukturmaßnahmen und solchen für den allgemeinen Hochbau zusammen. Bildlich ausgedrückt entspricht ein Bauvolumen von 60 Mrd. t einer 30 cm dicken Wand entlang des Äquators, also einer Wand von 40.000 km Länge, die ca. 2.000 m hoch ist. Eine Gewichtseinsparung allein im Hochbau von ca. 20 % würde somit Höhenreduzierung dieser jährlich zu bauenden Äquatorwand um 200 m entsprechen [1].

Eine überschlägige Betrachtung des Quotienten von Eigengewicht zu Nutzlast, außerhalb des Bauwesens auch als Quotient von *deadload* (bzw. Leergewicht bezeichnet, manchmal wird auch das Trockengewicht verwendet) zur *payload*, ergibt weitere Aufschlüsse: Im Automobilbau liegt dieses Verhältnis bei ca. 2,4 (Leergewicht ohne Fahrgewicht angesetzt) [3], im Verkehrsflugzeugbau bei ca. 0,8 (Leergewicht zu Treibstoffgewicht und Nutzlast) [3] und im Hochbau bei ca. 5. Natürlich ist aus diesen Verhältniswerten keine lineare Ableitung möglicher Gewichtseinsparpotentiale für das Bauwesen möglich, denn im Fahrzeugbau wie in der Luftfahrt können andere Grenzwerte für sta-

tionäre und instationäre Verformungen zugrundegelegt werden. Die Chance zu einer Erreichbarkeit enormer Einsparpotentiale belegen die Vergleichsziffern aber allemal.

Leichtbau

Leichtbau wird durch zwei Maßnahmenbündel möglich. Das erste wird durch die sog. Vermeidungsstrategien, also beispielsweise der aktiven Beeinflussung der Einwirkungen auf eine Struktur, beschrieben. Das zweite Maßnahmenbündel besteht aus den klassischen Kategorien des Leichtbaus: Materialleichtbau, Strukturleichtbau und Systemleichtbau, wobei die beiden letztgenannten bei Einführung von Adaptionsmechanismen dem Ultraleichtbau [4] zuzuordnen sind.

Die nachfolgenden Betrachtungen beschränken sich auf die Betrachtung der Optimierung eines einzelnen Bauteils bzw. einer einzelnen Komponente einer Struktur und damit auf einen speziellen Aspekt des Strukturleichtbaus. Generell kann ein Bauteil als Element einer übergeordneten Tragstruktur angesehen werden. Im Leichtbau wird diese Tragstruktur durch eine Geometrie- und/oder eine Topologieoptimierung bei gleichzeitiger Einhaltung einer Reihe von Nebenbedingungen wie beispielsweise einer Restriktion des Entwurfsraumes entwickelt. Die hierfür zur Verfügung stehenden Methoden und Werkzeuge sind hinreichend beschrieben, siehe z. B. [5], [6].

Im Leichtbau wird das tragende Element selbst wiederum als Struktur gesehen, also einer Geometrie- und einer Topologieoptimierung (bei gleichzeitiger Einhaltung einer Reihe von Nebenbedingungen) unterworfen. Wird die Geometrie des Bauteils dabei in mehrere Komponenten aufgelöst, z. B. in eine Fachwerkstruktur, so kommen für die Bauteiloptimierung sowohl eine Geometrie- wie auch eine Topologieoptimierung zum Einsatz. Für den Fall, in dem aus architektonischen, nutzungstechnischen oder anderen Gründen eine Auflösung des Bauteilquerschnittes, also Fachwerk- oder Vierendeel- und ähnliche Strukturen nicht infrage kommen, erfolgt eine Geometrieoptimierung. Diese Geometrieoptimierung kann als Findung der idealen Geometrie der Bauteilumhüllenden, also der Außenfläche eines Bauteils angesehen werden. Diese Außenfläche umschließt typischerweise einen vollständig mit Material ausgefüllten Hohlraum. Bei den Blechbauweisen des Metallbaus umschließt sie einen Hohlkörper, dessen Wandungen typischerweise eine konstante Wandstärke aufweisen [7].

Es ist evident, dass bei ausschließlich zugbeanspruchten Bauteilen eine Geometrieoptimierung irrelevant ist, dass sie bei ausschließlich druckbeanspruchten Bauteilen zu einer dem jeweiligen Stabilitätsproblem optimal angepassten Geometrie führt und dass sie bei biegebeanspruchten Bauteilen zu einer Anpassung der Bauteilgeometrie an die Momentenverläufe führen wird. Gleichzeitig ist klar, dass bei druck- und biegebeanspruchten Bau-

teilen eine „Optimierung“ der Bauteilaußenform aufgrund der im Bauteilinneren stets vorhandenen Bereiche spannungsmäßig geringer ausgenutzten Materials lediglich von „suboptimalen“ Lösungen im Sinn des Leichtbaus gesprochen werden kann. Dies gilt letztlich auch bei den Hohlprofil- und Blechbauweisen, solange sich bei beiden keine im Bauteilinneren, also im Hohlraum, angeordneten weiteren tragenden Elemente befinden – was typischerweise nicht der Fall ist. Eine Optimalität von Bauteilen im Sinn einer Gewichtsminimalität wird also bei Anwendung der heute verfügbaren und üblichen Methoden nicht erzielt. Der einzige Weg, diese Potentiale auszunutzen, liegt in einer auf einer bewussten Gestaltung basierten Optimierung des Bauteilinnenraumes.

Es ist im Bauwesen sehr häufig der Fall, dass aus übergeordneten gestalterischen, herstellungs- oder nutzungstechnischen Erwägungen eine Gestaltung der Bauteil(-außen-)geometrie im Sinn der Findung einer Geometrie, die zu reduziertem Materialverbrauch führt, nicht möglich bzw. nicht durchsetzbar ist.

Einfache Beispiele hierfür sind Flachdecken im Hochbau, deren Unterseite aus schalungstechnischen Überlegungen genauso eben zu sein hat wie deren Oberseite, auf der der Personenverkehr stattfindet. Die einzigen Optimierungsparameter sind in diesem Fall die Deckendicke und die Art der Platzierung der Bewehrung. Von Optimierung zu

*Eine Optimalität
von Bauteilen
im Sinn einer
Gewichtsminimalität
wird bei
Anwendung der
heute verfügbaren
und üblichen
Methoden
nicht erzielt*

Die Optimierung eines Bauteils im Sinn einer Gewichts-optimierung setzt als erstes die Kenntnis und das Verständnis der dreidimensionalen Spannungszustände in so einem Bauteil voraus

sprechen ist in diesem Fall – ähnlich wie bei druckbeanspruchten Stützen mit vertikal verlaufender Außenkante – in mathematischem Sinn korrekt. Die tatsächlichen Gewichtseinsparpotentiale eines Bauteils werden dabei allerdings nicht gezogen. Der einzige Weg, diese Potentiale zu ziehen, liegt auch hier in einer auf einer bewussten Gestaltung basierten Optimierung des Bauteilinnenraumes.

Über die Gestaltung des Bauteilinnenraumes

Das Verständnis der nachfolgenden Überlegungen wird vereinfacht, wenn man die tragstrukturell phänomenologische Einheit von druck- und biegebeanspruchten Bauteilen zugrunde legt. Da es prinzipiell nicht möglich ist, druckbeanspruchte Bauteile mit einer perfekt geradlinigen Bauteilachse (Systemlinie), einem entlang der Bauteilachse perfekt symmetrischen Querschnitt und einer über den Querschnitt perfekt symmetrisch verteilten Baustoffqualität (E-Modul, Kriechmodell...) herzustellen, ist bei „ausschließlich druckbeanspruchten Bauteilen“ a priori von einem Bauteil auszugehen, welches eine dominierende Druckbeanspruchung bei gleichzeitig vorhandener subdominanter Biegebeanspruchung aufweist. Die modernen Bemessungsverfahren tragen dem bereits Rechnung, indem sie die Zugrundelegung einer vorverformten Systemlinie bzw. -ebene und eine anschließende nichtlineare Berechnung des Bauteils unter Belastung zulassen. Für die im Nachfolgenden zu be-

trachtenden Spannungsfelder im Bauteilinneren bedeutet dies aber nichts anderes, als dass diese über den Querschnitt des Bauteils wie auch über die Bauteillängsentwicklung hin nicht konstant sind. Die Optimierung eines Bauteils im Sinn einer Gewichtsoptimierung setzt demnach als erstes die Kenntnis und das Verständnis der dreidimensionalen Spannungszustände in so einem Bauteil voraus. In einem zweiten Schritt verändert sie diese Spannungsfelder durch Verändern der Steifigkeiten im Bauteilinneren, was durch Einbringen „anderer“ Materialien (Sandwichbauweisen, Multimaterialbauweisen) und/oder der gezielten Platzierung von Hohlräumen geschieht mit dem Ziel einer Homogenisierung der Spannungsfelder im Sinn eines *fully-stressed designs*.

Das Platzieren unterschiedlicher Steifigkeiten entlang der drei Raumachsen eines Bauteils kann mit einer Monomaterial- oder mit einer Multimaterialtechnologie geschehen. Letztere stellt im Hinblick auf eine ideale Anpassung der Steifigkeitsverteilungen innerhalb des Bauteils wahrscheinlich den am besten geeigneten Ansatz dar. Da hierbei aber zumeist verschiedene Materialien kraft- und verformungsschlüssig miteinander zu verbinden sind, entsteht zwangsläufig das bei allen Hochleistungsverbundwerkstoffen (der Verbundwerkstoff Beton gehört nicht zu dieser Gruppe) bekannte Recyclingproblem. Der Autor hat daher schon vor längerem beschlossen, sich in seinen Forschungsarbeiten über die Gestal-

tung der Innenräume von Bauteilen zunächst den Monomaterialtechnologien – und dort dem Bauen mit Beton – zu widmen.

Gradiententechnologien

Baustoffe, die eine unterschiedliche Steifigkeit entlang der drei Raumachsen eines Bauteils aufweisen können, werden als Gradientenwerkstoffe bezeichnet. Die ursprünglich im Bereich der Oberflächen-technik entwickelten Ansätze, siehe z. B. [8], [9], wurden vom Autor auf den Betonbau übertragen [10]. Am ILEK (Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren der Universität Stuttgart unter der Leitung von Werner Sobek) entstanden daraufhin seit ca. 2000 eine Reihe grundlegender Arbeiten zu diesem Thema. Einen guten Überblick hierüber gibt [10].

Gradiententechnologien im Betonbau

Der Gedanke der Einführung von Gradiententechnologien in den Stahlbetonbau eröffnet drei Problemfelder:

1. Mit welchen Methoden kann die ideale Gradierung ermittelt und festgelegt werden?
2. Wie berechnet man ein gradiertes Bauteil?
3. Wie stellt man eine (Monomaterial-)Gradierung her?



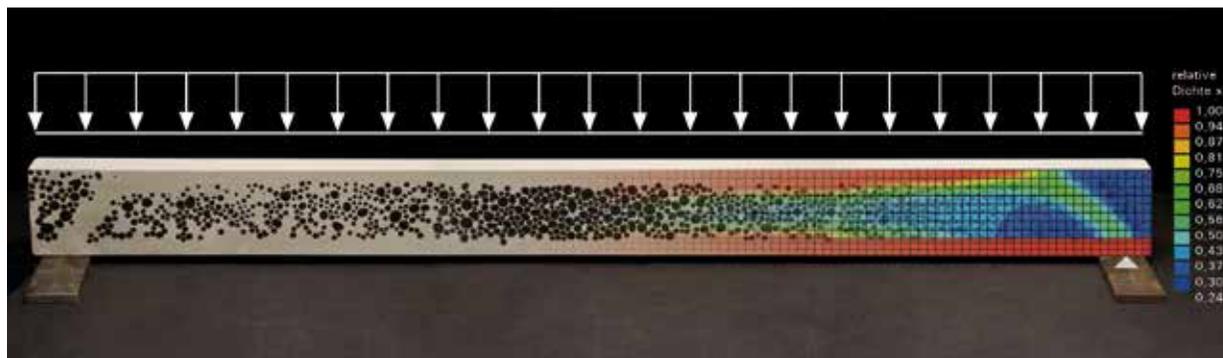
*Bild 1
„Hexapod“: Zweidü-
senspritzverfahren
zur Herstellung von
Gradientenbetonen,
entwickelt am ILEK in
Kooperation mit ISYS
(Foto: © ILEK,
Gabriela Metzger)*

Das erstgenannte Problemfeld wurde insbesondere von Michael Herrmann am ILEK untersucht. In [11] präsentiert Herrmann eine erste Methode zur Lösung des Problems. Zur Berechnung von gradierten Bauteilen bieten sich nach wie vor die

Bild 2

Ein mit dem Zweidüsen-spritzverfahren hergestelltes Bauteil aus Gradientenbeton. Die rechte Seite der Abbildung zeigt den Beanspruchungszustand im Bauteil.

(Grafik: © ILEK, Michael Herrmann)



FE-Methoden an. Zur Herstellung von (Monomaterial-)Gradienten wurde am ILEK von Walter Haase, Michael Herrmann und Daniel Schmeer zunächst der Weg eines robotisch gestützten Mehrdüsen-Spritzverfahrens begangen, Bild 1. Mit diesem Ansatz ist man heute in der Lage, gradierte Bauteile aus Beton herzustellen, die, bei gleicher Tragfähigkeit, gegenüber einem Bauteil in nicht-gradierter Ausführung eine Gewichtsersparnis von bis zu 70 % aufzeigen [12], Bild 2. Die Automatisierung der Herstelltechnik lag im Wesentlichen in den Händen von Mark Wörner und Benjamin Schuler vom ISYS (Institut für Systemdynamik der Universität Stuttgart unter der Leitung von Oliver Sawodny). Die Entwicklung geeigneter Betonmischungen lag im Wesentlichen in den Händen von Sören Sippel und Julian Pfänder vom IWB (Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart unter der Leitung von Harald Garrecht). Beide Institute, ISYS und IWB,

sowie das ILEK arbeiten seit Jahren aufs Engste in interdisziplinären Kooperationen erfolgreich zusammen.

Hohlkörperbauweisen

Bei der Anwendung von Monomaterial-Gradiententechnologien mittels Spritzverfahren ist an jedem Punkt im Inneren eines Bauteiles Material zu platzieren. Da die Porengröße der eine Schaum- oder eine Schwammstruktur ausbildenden leichten Komponenten nicht beliebig gesteigert werden kann, sondern auf den Millimeter- und Submillimeterbereich beschränkt ist, bedeutet dies, dass selbst in Bereichen mit sehr niedrigem Beanspruchungsniveau noch ein „Zuviel“ an Masse eingesetzt wird. Die Lösung dieses Problems besteht in der Platzierung größerer Hohlräume ($1 \text{ mm} < d < 200 \text{ mm}$) im Bauteilinneren, die jetzt allerdings mit anderen als mit schaubildenden Technologien herzustellen sind.

Das Einbringen von derartigen Hohlräumen zur Reduktion des Eigengewichtes bei gegebenen Bauteilabmessungen ist, beginnend mit dem zweiten Jahrhundert und hauptsächlich im dritten und vierten Jahrhundert, als Bautechnik in Rom verbreitet. So wurden beispielsweise am Helena-Mausoleum Amphoren zur Gewichtsreduktion verbaut [13]. Aus neuerer Zeit sind Ansätze bekannt, bei denen kugelförmige Hohlkörper aus Polyethylen (z. B. bei der sog. *Bubble-deck*-Bauweise) zu einer Hohlraumbildung in einem Betonbauteil führen. Bei der letztgenannten Technik werden sich nicht berührende Kunststoffhohlkugeln mit identischem Durchmesser in einlagiger Anordnung in Bewehrungskörper eingebaut (Auftriebssicherung) und anschließend einbetoniert. Die Hohlraumstruktur im Bauteilinneren verläuft also nach einer 0/1-Funktion und lässt somit eine Gradierung im eigentlichen Sinn nicht zu. Deshalb, und weil die einbetonierten Kunststoffhohlkugeln letztlich zu einem Recyclingproblem führen, hat der Autor bereits im Jahr 2008 beschlossen, die Entwicklung von Betonhohlkörpern, die – idealerweise – robotisch während eines Spritzprozesses in die frische Betonstruktur eingebracht werden, zu verfolgen.

Die am ILEK entwickelte Herstellung von Betonhohlkörpern und das Einbringen derselben in die Schalung bzw. in den Betonierprozess stellen eine komplexe Aufgabenstellung dar, auf die zunächst nur kurz eingegangen werden soll. Danach stellen sich die Fragen nach der optimalen Geometrie der

Hohlkörper und deren Anordnung innerhalb eines Betonbauteils. Letztere ist – auch hinsichtlich der menschlichen Vorstellungskraft – eine sehr komplexe Fragestellung. Der Autor bearbeitet diese mit einem Team von Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftlern derzeit an seinem Institut. Aufgrund der Schwierigkeit der Fragestellung begann das Team seine Arbeiten dabei zunächst im Bereich der Anordnung von kugelförmigen Hohlräumen im Bauteilinneren – wohl wissend, dass mit diesem Ansatz zunächst nur suboptimale Lösungen erzielbar sind. Der Autor sieht aber die Beherrschung von Kugelagglomerationen als Voraussetzung für die Beherrschbarkeit von Agglomerationen von Hohlkörpern allgemeiner Geometrie.

Kugelförmige Hohlkörper aus Beton

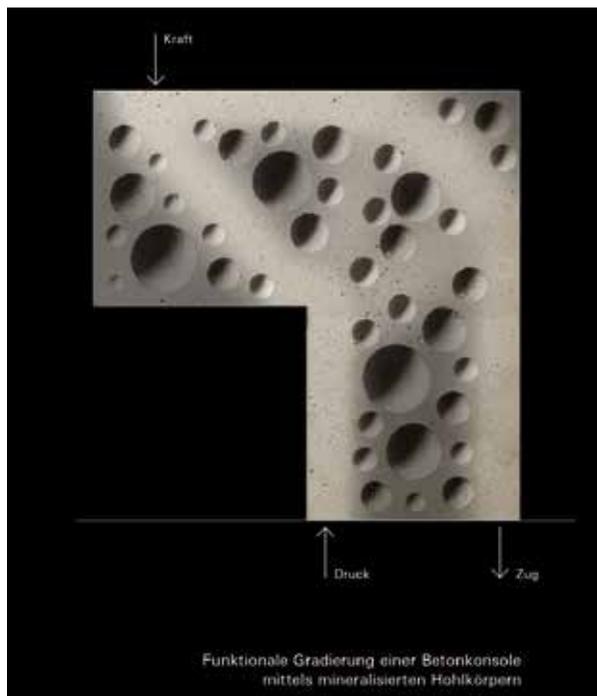
Die Entwicklung einer zur Herstellung von Hohlkugeln aus Beton geeigneten Betonmischung lag in



*Bild 3
Betonhohlkugeln,
hergestellt am ILEK. Die
Wandstärke der Hohl-
kugeln beträgt, je nach
Erfordernis und ge-
wünschter Robustheit,
zwischen 1 und 4 mm,
der Kugeldurchmesser
beträgt bis zu 250 mm.*

*(Foto: © ILEK,
Daria Kovaleva)*

*Bild 4
Betonhohlkugeln, eingebracht in eine Konsole. Skizzierung des Kräfteverlaufs mittels Stabwerkmodell. Das Experimentalbauteil ist Bestandteil einer Studie am ILEK, in der die Einbringung, die Lagegenauigkeit und die Betonieretechnik bei Verwendung von Betonhohlkugeln studiert werden. (Foto: © ILEK, Daria Kovaleva)*



*Bild 5
Betonbalken mit Abmessungen Breite / Höhe / Länge entsprechend $a / a / n \times a$. Der Durchmesser der eingebrachten Betonhohlkugeln entspricht der Balkenbreite bzw. -höhe a , d. h. die Hohlkugeln berühren die Innenhaut der Schalung. (Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)*



den Händen von Julian Pfänder am IWB, die einer geeigneten Herstelltechnik bei Daniel Schmeer am ILEK [14]. Die Automatisierung der Herstelltechnik lag im Wesentlichen in den Händen von Benjamin Schuler und Mark Wörner am ISYS. Heute ist das Forscherteam von ILEK/ISYS in der Lage, Hohlkugeln aus Beton mit Durchmessern bis zu 250 mm bei Wandstärken von lediglich 1–4 mm automatisiert herzustellen, Bild 3. Mit den heute verfügbaren Hohlkugeln lassen sich alle derzeit am ILEK untersuchten Fragestellungen experimentell unterstützen und verifizieren [14], Bild 4.

Quaderförmige Bauteile mit kugelförmigen Hohlkörpern

Es ist offensichtlich, dass das Gewichtsminimum eines Bauteils durch eine Optimierung der äußeren wie der inneren Geometrie erzielt wird. Zur Reduktion der Komplexität der Darstellung und zu der Verstehbarkeit der Zusammenhänge soll an dieser Stelle aber lediglich die Frage diskutiert werden, welche Potentiale in der Platzierung kugelförmiger Hohlkörper in einem quaderförmigen Bauteil gegeben sind. Dabei wird die Betrachtung eines balkenförmigen Bauteils mit dem Querschnitt $a \times a$ und der Länge $n \times a$ zugrunde gelegt.

Die Platzierung von n Kugeln mit dem Durchmesser $d = a$ führt als Orthogonalpackung (die Mittelpunkte der Kugeln liegen auf den Knotenpunkten eines dreidimensionalen orthogonalen Gitters mit

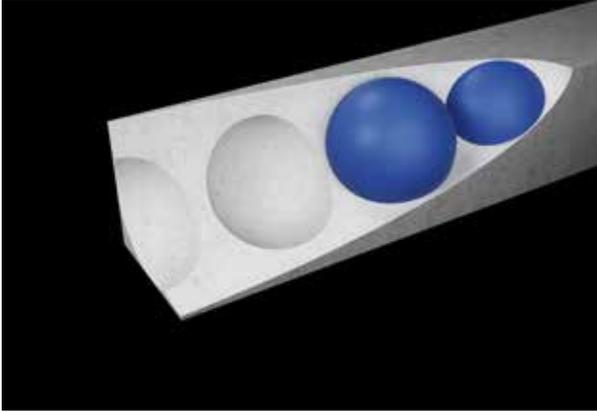


Bild 6 Hohlkugeldurchmesser $d = a$: Lage der Hohlkugeln innerhalb des Bauteils
(Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)

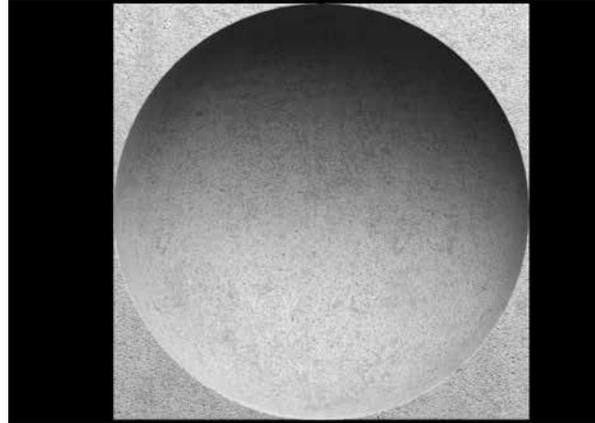


Bild 7 Hohlkugeldurchmesser $d = a$: Vertikaler Schnitt durch den Mittelpunkt der Hohlkugel
(Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)

Knotenabstand $b = a$) zu einer Volumen- und damit Gewichtsreduktion von 52 %, Bild 5. Das tragende Skelett zwischen den Hohlkugeln hat die Geometrie eines Vierendeelträgers, dessen Berandungsflächen (definiert als die zwischen jeweils vier Eckpunkten aufgespannte ebene Fläche) einen „Wandstärkenverlauf“ von $0 < d < 0,5 a$ aufweisen, Bilder 6 und 7.

Die Platzierung von 8 n Kugeln mit dem Durchmesser von je $d = 0,5 a$ (Bild 8) führt, wie jedwede weitere Verkleinerung des Kugeldurchmessers, ebenfalls zu einer Volumen- und damit Gewichtsreduktion von 52 %. Dieses Ergebnis überrascht zunächst, da die Anschauung etwas anderes erwarten ließ. Eine Erhöhung der Kugelanzahl führt also

lediglich zu einer Verlagerung des eingebrachten Materials dahingehend, dass, mit abnehmendem Kugeldurchmesser, die Materialverteilung über den Querschnitt hin immer homogener wird, Bilder 9 und 10.

Die Betrachtung der Geometrie eines Knotens (wie in Bild 11 dargestellt) legt die Einführung eines zweiten Kugeldurchmesser d_2 nahe, wobei d_2 zunächst so gewählt wird, dass die Kugeln mit Durchmesser d_2 in dem durch jeweils vier Kugeln mit Durchmesser d_1 aufgespannten Raum, den man als *Würfellücke* bezeichnen kann, zu liegen kommen und sie diese vier Kugeln je einmal berühren. In einer Einheitszelle (Bild 12) kann das Kugelvolumen und damit die Gewichtsersparnis gegenüber dem

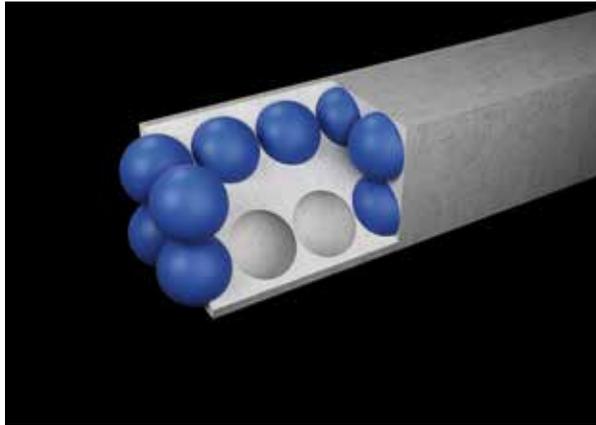


Bild 8 Hohlkugeldurchmesser $d = 0,5 a$, Orthogonalpackung: Lage der Hohlkugeln innerhalb des Bauteils (Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)

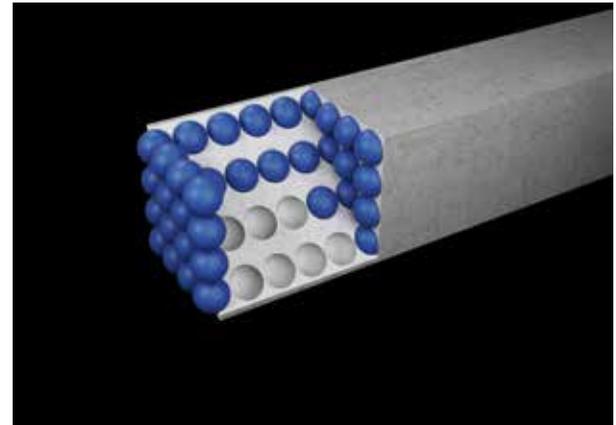


Bild 9 Hohlkugeldurchmesser $d = 0,25 a$, Orthogonalpackung: Lage der Hohlkugeln innerhalb des Bauteils (Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)

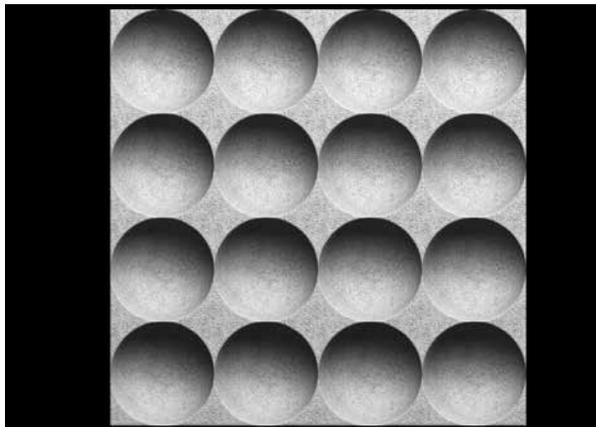


Bild 10 Hohlkugeldurchmesser $d = 0,25 a$, Orthogonalpackung: Ausschnitt aus der tragenden Betonstruktur (Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)

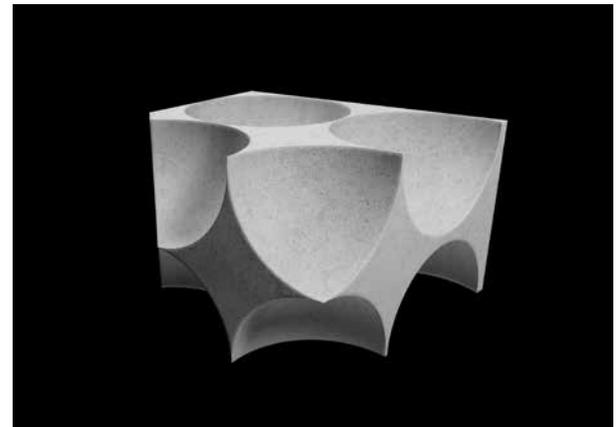


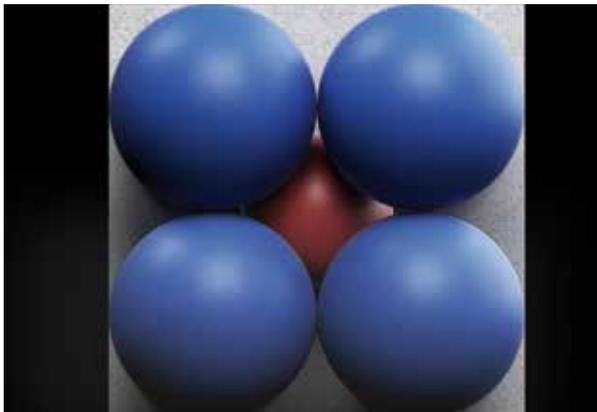
Bild 11 Hohlkugeldurchmesser $d = 0,25 a$, Orthogonalpackung: Knotengeometrie der tragenden Betonstruktur (Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)

massiven Bauteil auf 73 % gesteigert werden. Unter der für die hier anzustellenden Betrachtungen erforderlichen Annahme, dass an den Berandungsflächen des Balkens keine Viertel- oder Halbkugeln zugelassen sind, ergibt sich eine Vergrößerung des eingesparten Volumens in der Größenordnung von 5 % auf insgesamt 57 %, Bild 13.

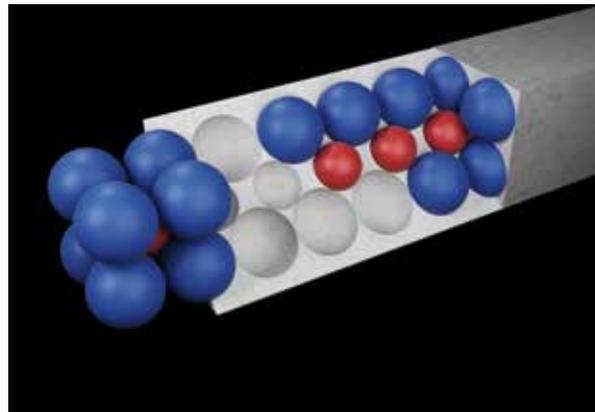
Die Einführung eines zweiten und weiterer Kugeldurchmesser bedeutet nichts anderes als die Einführung einer Sieblinie. In der Sieblinientheorie geht man allerdings nicht mehr von Orthogonalpackungen, sondern von einer Kugelanordnung aus, die eine maximale Packungsdichte erlaubt. Im einfachen Fall einer Packung mit Kugeln konstanten Durchmessers d_1 ergibt sich dabei die in Bild 14 dargestellte An-

ordnung von jeweils in einer Ebene hexagonal angeordneten Kugeln, wobei die einzelnen Ebenen so gegeneinander versetzt sind, dass die Kugeln einer Schicht jeweils in den dreiecksförmigen Leerstellen der benachbarten Schicht zu liegen kommen. Die Formulierung des Problems einer Kugelanordnung mit maximaler Packungsdichte geht auf Sir Walter Raleigh zurück [15]. Johannes Kepler beantwortete die Frage erstmals in seiner berühmten Keplerschen Vermutung, Carl Friedrich Gauß bewies die Keplersche Vermutung unter Zugrundelegung der Annahme, dass alle Kugeln auf einem Gitter liegen. Die maximale Packungsdichte liegt jetzt bei ca. 74 %.

Zwischen den einzelnen gleich großen Kugeln in einer Anordnung mit maximaler Packungsdichte er-



*Bild 12 Hohlkugeldurchmesser $d = 0,5 a$, Orthogonalpackung: Füllung der Würfellücke, hier dargestellt durch die rote Kugel
(Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)*



*Bild 13 Hohlkugeldurchmesser $d = 0,5 a$, Orthogonalpackung: Lage der Füllungen der Würfellücken innerhalb des Bauteils
(Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)*

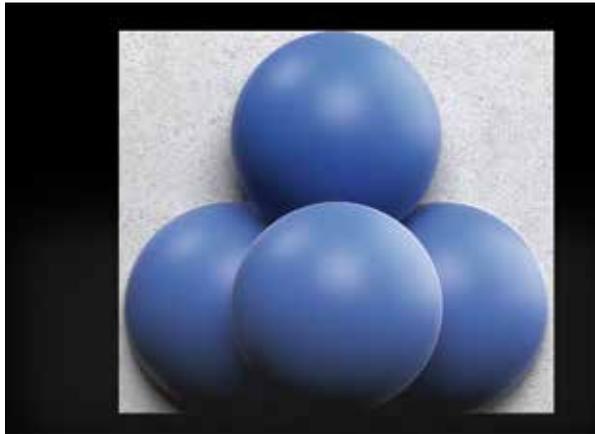


Bild 14 Unendliche Kugelpackung: Anordnung von Kugeln in maximaler Packungsdichte
(Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)

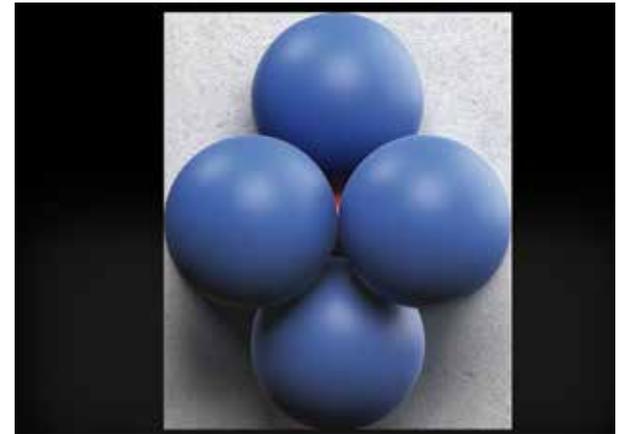


Bild 15 Unendliche Kugelpackung: Tetraederlücke
(Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)

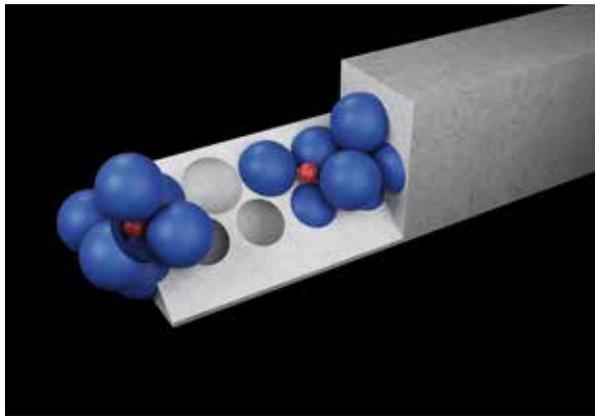
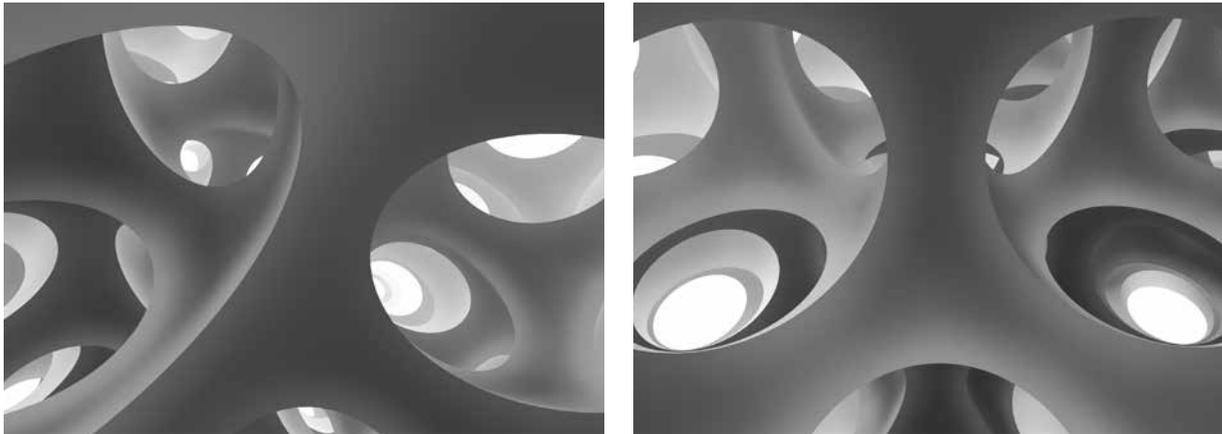


Bild 16 Unendliche Kugelpackung: Die Tetraederlücke wird mit einer weiteren Kugel mit $d_2 = (3^{1/2} - 1) d_1$ gefüllt.
(Grafik: © Werner Sobek Stuttgart)

geben sich Lücken, welche mit weiteren Kugeln, jetzt kleineren Durchmessers, gefüllt werden können. Den mit $d_2 \approx 0,224 d_1$ größtmöglichen Durchmesser haben dabei die Kugeln, welche die sog. *Tetraederlücken* füllen, Bilder 15 und 16. Die Frage nach der weiteren Füllung der jetzt noch verbleibenden, noch kleineren „Lücken“ führt in die Theorie der Sieblinien. Basierend auf den Untersuchungen von Fuller und Thompson [16] liegt die hohlraumärmste und damit, im vorliegenden Fall, gewichtsminimale Kugelpackung bei einem Körnungsexponenten von $q = 0,4$ vor. Der Hohlraumanteil im Bauteil liegt dann bei $V_{\text{Hohlraum}} = V_{\text{Bauteil}} - (d_{\text{min}} \cdot d_{\text{max}}^{-1})^{0,4}$. Legt man die heute am ILEK herstellbaren Betonhohlkugeldurchmesser von $10 < d < 250$ mm zugrunde, dann resultiert hieraus ein erzielbares Hohlraumvolumen von ca. 96 %.



Bilder 17 und 18 Betonbalken mit zusätzlichen, durch Hohlkugeln im Bereich der Tetraederlücken geschaffenen Hohlräumen. Zum besseren Verständnis sind Wandstärken kleiner 5 mm nicht dargestellt.

(Grafiken: © Werner Sobek Stuttgart)

Ausblick

Die vorgenannten Überlegungen haben tragstrukturelle Anforderungen genauso wie die Möglichkeiten einer irregulären Packungsstruktur oder eines Verlassens der Voraussetzung der Kugelform der Hohlräume außen vor gelassen. An diesen Themenstellungen sowie an der Frage der Bewehrungsführung und den Fragen zur punktuellen Lasteinleitung wird am ILEK zur Zeit von einem größeren Team von Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftlern gearbeitet. Die diesbezüglichen Untersuchungen und Erkenntnisse werden in weiteren Publikationen vorgestellt werden. Die im vorliegenden Aufsatz vorgenommene Fokussierung auf Kugelanordnungen zur Bildung von Hohlräumen dient also lediglich

einer ersten Einführung in die prinzipielle Struktur des Problems sowie einer Konfrontation mit seiner geometrischen Komplexität, welche, häufig genug, die menschliche Vorstellungskraft an ihre Grenzen führt, Bilder 17 und 18.

Literatur

- [1] Sobek, W.: Die elektrische Stadt. Rede anlässlich der Verleihung des Fritz-Leonhardt-Preises am 4.7.2015 in Stuttgart
- [2] Sobek, W.: Zum Entwerfen im Leichtbau. Bauingenieur 70 (1995) 7/8, 323–329
- [3] <https://www.adac.de/infotestrat/autodatenbank/> und <http://www.civilaviation.eu/type/airliners.htm> (Geprüft am 18.8.2016)

- [4] Sobek, W.: Ultraleichtbau. Stahlbau 83 (2014) 11, 784–789
- [5] Bletzinger, K.-U.; Ramm, E.: Structural optimization and form finding of lightweight structures. Computers and Structures 79 (2001) 22–25, 2053–2062
- [6] Bischoff, M.: Theorie und Numerik einer dreidimensionalen Schalenformulierung Diss., Universität Stuttgart, 1999
- [7] Sobek, W.; Schäfer, S.: An der Nahtstelle: Fügen von Bauteilen aus unterschiedlichen Werkstoffen. Deutsche Bauzeitung 130 (1996) 1, 106–114
- [8] Sobek, W.; Haase, W.; Heinz, P.; Herrmann, M.: Gradientenwerkstoffe im Bauwesen. Detail Research – URL: <http://www.detail.de/research/forschung-entwicklung/gradientenwerkstoffe-im-bauwesen-006528.html> (Geprüft am 18.8.2016)
- [9] Heinz, P.; Herrmann, M.; Sobek, W.: Herstellungsverfahren und Anwendungsbereiche für funktional gradierte Bauteile im Bauwesen. Forschungsbericht, Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Stuttgart, 2011
- [10] Herrmann, M.; Haase, W.; Sobek, W.: Gradientenbetone: ökologische und ökonomische Optimierungspotentiale. Deutsche Bauzeitschrift 59 (2011) 12, 52–54
- [11] Herrmann, M.: Gradientenbeton – Untersuchungen zur Gewichtsoptimierung einachsiger biege- und querkraftbeanspruchter Bauteile. Diss., Universität Stuttgart, 2015
- [12] Herrmann, M.; Sobek, W.: Gradientenbeton – Numerische Entwurfsmethoden und experimentelle Untersuchung gewichtsoptimierter Bauteile. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 10, 672–686
- [13] Rasch, J. J.: Die Kuppel in der römischen Architektur. Entwicklung, Formgebung, Konstruktion. In: Graefe, R. (Hrsg.): Zur Geschichte des Konstruierens. Stuttgart 1989, S. 29.
- [14] Schmeer, D. et al.: Efficient and automatized manufacture of multifunctional graded components with mineralized hollow spheres. Vortrag zum 5. Jahrestreffen des SPP 1542, 7.–9.10.2015 in Bochum, Ruhr-Universität
- [15] https://de.wikipedia.org/wiki/Dichteste_Kugelpackung (geprüft am 18.8.2016)
- [16] Fuller, W. B.; Thompson, S. E.: The Laws of Proportioning Concrete. Transactions of the American Society of Civil Engineers LIX (1907) 2, 67–143

Teil II
Weitere Beiträge



Thomas Bösche

Mehr Mut im Ingenieurbau

Ein Plädoyer, insbesondere für kleine Bauwerke

Prof. Dr.-Ing. Thomas Bösche

Thomas Bösche war der erste Promovend bei Manfred Curbach an der TU Dresden. 1998 bis 2004 Projektleiter bei K+S, seit 2005 Partner im Büro Curbach Bösche Ingenieurpartner. Seit 2015 ist er verantwortlich für den Massivbau an der HTW Dresden.

Wir bauen immer höher, weiter, moderner, sicherer, dauerhafter und auch nachhaltiger – oder versuchen es zumindest. Ziel ist dabei eine ständige Verbesserung unserer Lebensqualität durch erweiterte Funktionen, größere Sicherheiten und längere Lebensdauer unserer Bauwerke.

Verglichen mit dem rasanten Technologiefortschritt in der Mikroelektronik erscheint die Entwicklung im Bauwesen aber zunächst eher etwas bescheiden. Nach dem Mooreschen Gesetz¹ verdoppelt sich die Anzahl der Transistoren pro Flächeneinheit auf handelsüblichen Prozessoren etwa alle achtzehn Monate. Viele neue Ideen im Bauwesen werden jedoch vor ihrem praktischen Einsatz einem langen Zeitraum der Überprüfung

und des Abwägens unterzogen. Im Gegensatz zu elektronischen Geräten werden Bauwerke aber für wesentlich längere Nutzungszeiträume und mit viel höheren Sicherheitsanforderungen konzipiert. Fehlentscheidungen können hier gravierende wirtschaftliche Folgen haben oder im schlimmsten Fall sogar Menschenleben kosten.

Trotz der im Wesentlichen verständlich hoch gesteckten Hürden bei der Einführung von Innovationen im Bauwesen haben sich in den vergangenen Jahrzehnten jedoch eine Vielzahl von modernen Bauweisen und Baumaterialien durchgesetzt und konnten zusätzlich zu den traditionellen Anwendungen der Bauindustrie zur Verfügung gestellt werden. Auch im Massivbau versprechen aktuelle Trends interessante Neuerungen, welche zukünftig diese Bauweise wohl effektiver, leichter und dauerhafter machen können. Neben diesen technischen

¹ Gut erklärt bspw. in: Schaller, R. R.: Moore's law: past, present and future. IEEE Spectrum 34 (1997) 6, 52–59

Kriterien ist aber auch eine elegante Bauwerksgestaltung Bestandteil unserer Lebensqualität. Wir sollten diese Chance also unbedingt nutzen, um schöne Bauwerke zu planen und zu bauen!

Insbesondere im Ingenieurbau – wo der Ingenieur das Tragwerk, die Konstruktion selbst und das äußere Erscheinungsbild des Bauwerks bestimmt – kommt es neben der (selbstverständlichen) Bedienung sämtlicher technisch-funktionaler Aspekte auch auf eine sorgfältige Abstimmung von Dimensionen und Proportionen und die gestalterische Einpassung in die örtliche Situation an. Diesem Umstand wird aber im Wesentlichen nur bei besonderen Bauwerken wirklich Beachtung geschenkt.

Schon immer standen im Bauwesen die großen und teuren Bauwerke im Fokus der Öffentlichkeit. Hier verursachen insbesondere die hohen Baukosten des Einzelbauwerks und der meist gravierende gestalterische Eingriff in eine städtebauliche Gesamtkonzeption oft langwierige und kontroverse Diskussionen. Gerade in Dresden sind derartige Prozesse besonders ausgeprägt zu beobachten.

Neben den besonderen – großen und teuren – Bauwerken besteht unsere gebaute Umwelt jedoch vorwiegend aus einer Vielzahl von kleinen und kleinsten Bauwerken. Für sich betrachtet sind diese zunächst unbedeutend. Sie kosten vergleichsweise

wenig und der positive oder negative Effekt für die Gestaltung unseres Lebensumfelds erscheint gering. Andererseits beeinflussen aber gerade diese Bauwerke unter Umständen durch ihre Notwendigkeit in großer Anzahl und damit ausgeprägter optischer Präsenz viel intensiver unser Wohlbefinden als ein singuläres Großbauwerk.

Auch in der volkswirtschaftlichen Betrachtung verdienen kleine Bauwerke eine größere Beachtung. Eine Großbaustelle mit mehreren Millionen Mehrkosten verursacht stets größte öffentliche Diskussionen. Unwirtschaftlich konzipierte Kleinbauwerke können aber bei Errichtung in großer Stückzahl oft unbemerkt einen Schaden in ähnlichen Größenordnungen verursachen.

Der Gestaltung von kleinen Bauwerken müsste also eine ebenso große Beachtung geschenkt werden wie den oft diskutierten großen und besonderen Einzelstücken. Leider reduzieren sich die Ansprüche hier aber heute meist auf die Begriffe „schnell“, „kostengünstig“ und „regelkonform“. Eine tatsächliche Bauwerksgestaltung oder sogar Gestaltungswettbewerbe bleiben einigen wenigen repräsentativen Bauwerken vorbehalten, während die restlichen (kleinen) Bauwerke meist in den üblichen Regelbauweisen errichtet werden.

Hier sind, da eine öffentliche Diskussion oft nicht stattfindet, insbesondere wir Ingenieure in unserer Verantwortung gefragt!

Gerade die kleinen und kleinsten Bauwerke beeinflussen unter Umständen durch ihre große Anzahl und damit ausgeprägter optischer Präsenz viel intensiver unser Wohlbefinden als ein singuläres Großbauwerk

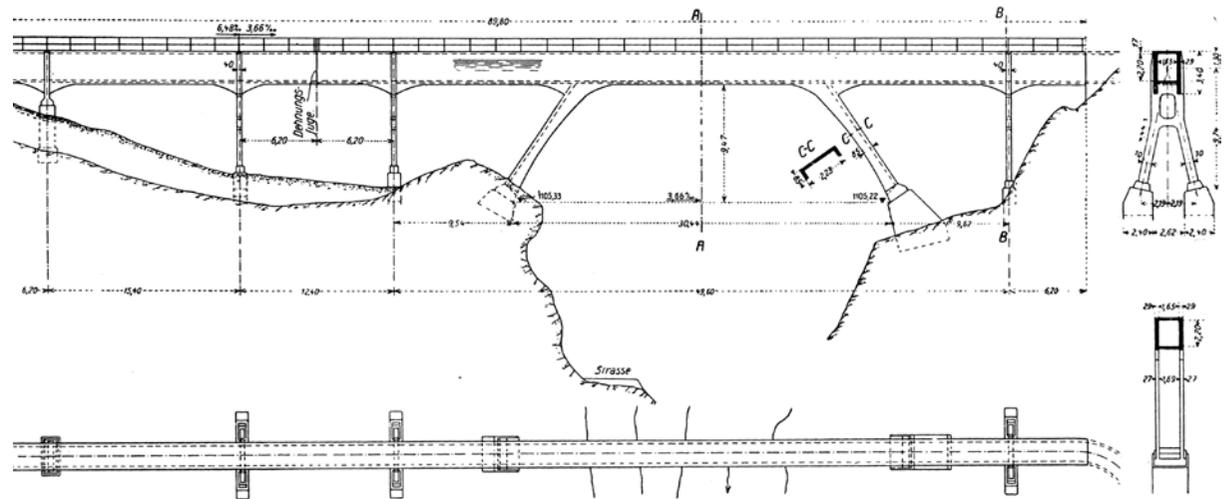
Auf der Suche nach Beispielen für eine Kombination aus statisch-funktional effektiven und gestalterisch eleganten Ingenieurbauwerken stößt man zwangsläufig auf die Bauwerke von Robert Maillart (1872–1940) in der Schweiz. Seine Entwürfe für die Salginatobelbrücke bei Schiers oder den Pont de Vessy in Genf begeistern technisch auch heute noch und sind an gestalterischer Perfektion kaum zu übertreffen. Weniger bekannt, aber nicht weniger genial, sind aber auch seine Entwürfe für eine Vielzahl von kleineren Brückenbauwerken – wie zum Beispiel für die Rossgrabenbrücke bei Schwarzenburg. Das von 1932 bis 1934 errichtete Bauwerk hat trotz seiner eigentlich relativ großen Spannweite von 82 m eine unglaublich filigrane Wirkung.

Ebenfalls bemerkenswert ist der außergewöhnliche Entwurf eines Aquäduktes für die Versorgung des Wasserkraftwerkes Vernayaz über das Tal der Eau Noire. Für den Überbau benötigt Maillart hier einen geschlossenen Rechteckrahmen von 2,20 m Höhe, um die geplante Wassertiefe von 1,70 m zu gewährleisten. Das Tragwerk in Längsrichtung bildet ein symmetrischer Schrägstielrahmen mit aufgelösten Rahmenstielen. Der Rahmen hat eine Stützweite von etwa 30 m und wirkt, trotz des funktional bedingt etwas kräftigen Überbaus, beeindruckend harmonisch.

Wer, anstatt in den Bergen der Schweiz nach Baukunstwerken zu suchen, lieber am Meer seinen Urlaub verbringt, sollte es nicht versäumen,

Aquädukt über die Eau
Noire bei Châtelard
(Kanton Wallis,
Schweiz),

aus: Max Bill:
Robert Maillart. 2. Aufl.,
Zürich: Girsberger, 1955



47. Ansicht, Aufsicht und Schnitte. / Elévation, plan et coupes. /
Top view, elevation and sections. 1: 500.

*Rosigrabenbrücke bei Schwarzenburg,
Kanton Bern, Schweiz
(Fotos: Thomas Bösche)*





*Kurmuschel Stadtpark
Saßnitz, Insel Rügen
(Foto: Thomas Bösche)*

an der mecklenburgischen Ostseeküste einige der Bauwerke des DDR-Experten für Schalenbauten Ulrich Müther (1934–2007) zu besuchen. Neben den bekannten Hyparschalenkonstruktionen für den *Teepott* in Warnemünde oder das leider abgerissene Restaurant *Ahornblatt* in Berlin befinden sich insbesondere auf der Insel Rügen einige ganz besondere, kleine Bauwerke Müthers.

Einmalig sind die von ihm als Schalenbauten konzipierten Strandwachen in Binz, die Kurmuschel in Saßnitz oder auch das kleine Buswartehäuschen in Buschvitz. Von den Bewohnern liebevoll *Der Taucherhelm* genannt, besitzt es einen unverwechselbaren Charakter. Schade, dass es nicht als Vorbild für weitere Buswartehäuschen in Ostdeutschland verwendet wurde. Die stattdessen vielfach eingesetzten Blechhütten oder, um beim Thema Massivbau zu bleiben, die Wartehäuser als typisierte Stahlbeton-Fertigteillösungen waren in der DDR flächendeckend vorhanden. Einige davon sind im ländlichen Raum noch vereinzelt zu sehen. Sie besitzen, verglichen mit den Entwürfen von Ulrich Müther, leider kaum einen vergleichbaren Charme.

Bei weiterem Interesse an gelungenen kleinen Ingenieurbauwerken in der Form von Haltestellenüberdachungen oder Vordächern wird man als aufmerksamer Beobachter auch direkt im Stadtgebiet von Dresden fündig. An den Haltestellen des Nahverkehrs bemerkt man bei gezielter Suche, und manchmal auch erst auf den zweiten Blick, neben



Strandwache Binz, Insel Rügen

(Foto: Thomas Bösche)



Buswartehäuschen Buschvitz, Insel Rügen

(Foto: Thomas Bösche)



Haltstellenüberdachung am Carolaplatz in Dresden

(Foto: Thomas Bösche)

links oben: DDR-Wartehäuschen – Typenlösung aus Stahlblech, entdeckt in Coswig bei Dresden

links unten: DDR-Wartehäuschen – Typenlösung aus Stahlbeton-Fertigteilen, entdeckt in Reichenberg bei Dresden

(Fotos: Thomas Bösche)

den üblichen Zweckbauten der „Stadtmöblierer“ auch einige sehr interessante kleine Stahlbetonbauwerke. Zu nennen wäre hier zum Beispiel die Haltestellenüberdachung am Carolaplatz.

Weiterhin bemerkenswert sind verschiedene Vordächer als Faltwerk- oder Schalenkonstruktion an einigen in den 1960er Jahren im Stil der DDR-Moderne errichteten Zweckbauten. Das ursprünglich als Bürohaus für das Institut für Arbeitsökonomik und Arbeitsschutzforschung in der damals fortschrittlichen Stahlbeton-Skelettbauweise errichtete „Blaue Haus“ in der Nähe des Lennéplatzes besitzt zur Überdachung des Eingangsbereiches ein frei stehendes Vordach als Stahlbetonfaltwerk auf einer Rahmenkonstruktion. Bei der erst kürzlich abgeschlossenen Sanierung des zu Recht unter Denkmalschutz stehenden Gesamtensembles wurde auch das Vordach wieder instandgesetzt.

Weitere herausragende massive Vordachkonstruktionen aus dieser Zeit finden sich übrigens auch auf dem unmittelbaren Campusgelände der Technischen Universität und der Hochschule für Technik und Wirtschaft in Dresden. Nicht jedes dieser Unikate muss man zwangsläufig als ingenieurtechnisch und gestalterisch vollständig gelungen empfinden – in jedem Fall sind es jedoch unverwechselbare und auch mutige Bauwerke, welche maßgeblich das architektonische Gesamtbild prägen.

Auf der Suche nach ähnlich herausragenden Kleinbauwerken aus der neueren Zeit ist man leider nicht sehr erfolgreich.

Wir sollten daher die Hoffnung auf neue Materialkompositionen im Massivbau, mit denen leichter und eleganter gebaut werden könnte, mit viel Mut zur Anwendung der sich eröffnenden Möglichkeiten verbinden. Wenn wir es dann noch schaffen, bei Bauherren, Architekten und Ingenieuren den Fokus ein wenig mehr auf die kleinen Bauwerke zu setzen, sind wir auf dem richtigen Weg!

*Vordach am Bark-
hausenbau, TU Dresden
(Foto: Thomas Bösche)*





*Vordach Andreas-Schubert-Bau, TU Dresden
(Foto: Thomas Bösche)*



*Vordach der Mensa
Reichenbachstraße,
Dresden
(Foto: Thomas Bösche)*



*Vordach am Blauen
Haus in Dresden
(Foto: Thomas Bösche)*



Harald Budelmann und Sven Lehmborg

Von der Küchenarbeitsplatte zum leichten Tragwerk – Was kann ultrahochfester faserverstärkter Feinkornbeton?

Prof. Dr.-Ing.
Harald Budelmann,
Dipl.-Ing. Sven Lehmborg

Institut für Baustoffe, Massiv-
bau und Brandschutz (iBMB),
TU Braunschweig

1 Einleitung

Der große Durchbruch des Betons kam in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts und wurde u. a. von Joseph Monier und seinen Patenten zum bewehrten Beton mit sog. „Moniereisen“ ausgelöst [1]. Es gelang ihm, aus damaligem Eisen und Beton Bauteile zu schaffen, die mechanisch effizient und kostengünstig waren. Im Laufe des 20. Jahrhunderts ermöglichte die rasante Entwicklung der Stahlbetonbauweise den Aufbau unserer modernen Infrastruktur. Doch mitunter war das Ergebnis nicht besonders ansehnlich und Begriffe wie Betonwüste, Plattenbau und Waschbeton wurden zu Synonymen für Unwirtlichkeit. Ein zunehmend negatives Image der Stahlbetonbauweise war zeitweise die Folge. Auch war das materialtechnologische Wissen noch unausgereift und zu viele Bauwerke aus dieser Zeit zeigten bereits nach einer zu

kurzen Nutzungsdauer strukturelle Schäden. Die Dauerhaftigkeit rückte zunehmend in das Blickfeld und Wege zu ihrer Gewährleistung brachten spürbare Fortschritte.

Neue Entwicklungen in der Betontechnologie zum Ende des 20. Jahrhunderts leiteten ein Umdenken im Umgang mit dem Werkstoff Beton ein. Es wurden nun zunehmend gehobenere Ansprüche an die Sichtbetonqualität gestellt, höherfeste Betone ermöglichten den Bau immer größerer und schlanker Bauwerke und eine bessere Verarbeitbarkeit sowie neue Fertigungsverfahren und Materialien führten zu neuen und inspirierenden Formen.

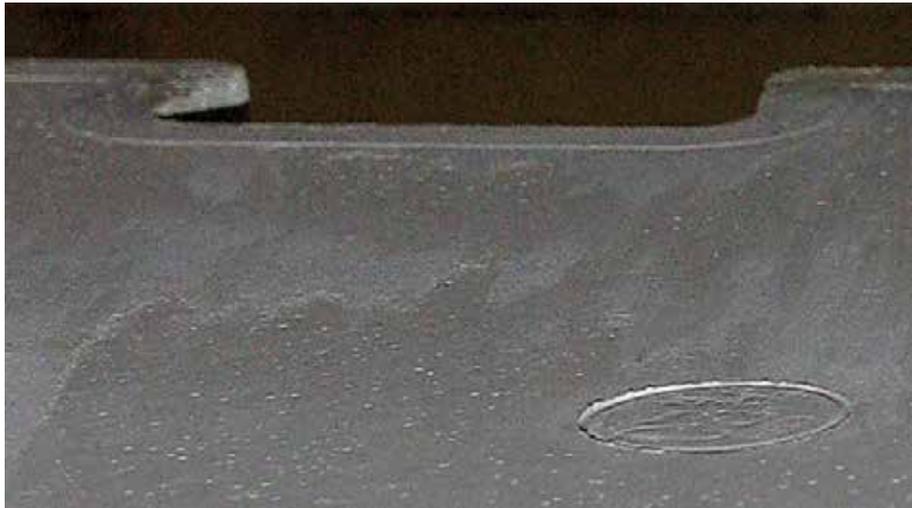
Viele das Bauwesen prägende Persönlichkeiten wie Robert Maillart, Franz Dischinger, Le Corbusier, Oscar Niemeyer, Heinz Isler bis hin zu Tadao



*Museu de Arte Contemporânea de Niterói (MAC) bei Rio de Janeiro (Brasilien), Architekt: Oscar Niemeyer, Fertigstellung: 1996
(Foto: Sven Lehmborg)*



*Theater unter den Kuppeln in Leinfelden-Echterdingen, Tragwerksplaner: Heinz Isler, Fertigstellung: 1990
(Foto: Sven Lehmborg)*



Oberflächenqualität von trocken fügbaren UHPFRC-Bauteilen mit Prägung einer Münze und sichtbaren Fräslinien der CNC-bearbeiteten hochpräzisen Schalung

(Foto: Sven Lehmborg)

Ando und Zaha Hadid haben den Stahlbetonbau selbstbewusster gemacht und ihn so bis heute – im beginnenden 21. Jahrhundert – schon fast zu einem Lifestyleprodukt werden lassen, das sich nicht mehr hinter einer Fassade verstecken muss. Heute wird Beton wieder als innovativer Baustoff von ArchitektInnen und IngenieurInnen angenommen.

Der immer stärker in den Vordergrund rückende Anspruch an die architektonische und ästhetische Qualität von Bauwerken und ihre Materialoberflächen stellt Planer jedoch auch vor neue Herausforderungen. Die Qualität von Sichtbetonflächen ist das Ergebnis des komplexen Zusammenwirkens von Schalhaut, Trennmittel und Beton [2]. Dabei ist

eine gleichmäßige porenfreie Oberfläche bei frei geformten Betonbauteilen nur mittels selbstverdichtender Feinkornrezepturen möglich. Mit fein abgestimmten Rezepturen können Oberflächenqualitäten und Herstellungsgenauigkeiten erreicht werden, die im Betonbau früher nicht möglich waren. Durch die selbstnivellierenden und meist höherfesten Betone ist es zusätzlich möglich, Bauteile auch ohne diskrete Bewehrung herzustellen. Stattdessen kommen Fasern zum Einsatz, die die Gefahr eines spröden Bauteilversagens vermindern und die die Festigkeiten sowie das Verformungsvermögen positiv beeinflussen. Für gering belastete Bauteile wie z. B. Küchenarbeitsplatten kann sogar auf jegliche Art von Bewehrung verzichtet werden, da die erhöhte Biegezugfestigkeit des Betons allein für die Stabilität ausreichend ist.

2 Materialeigenschaften von UHPFRC

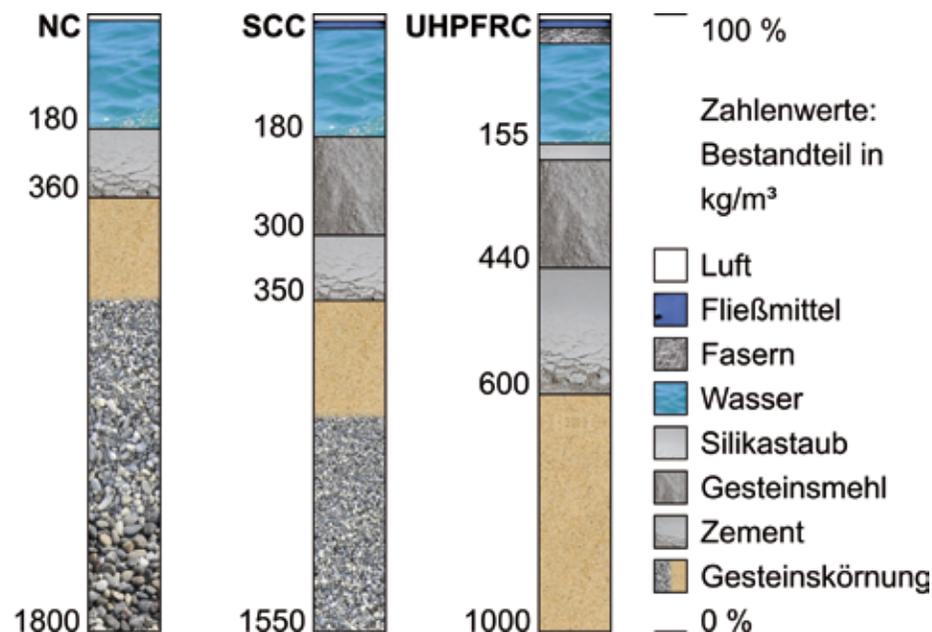
Die einstmals klassische Betonzusammensetzung aus den Bestandteilen Gesteinskörnung, Wasser und Zement ist angesichts der hohen Ansprüche an Festigkeit, Oberflächenqualität und Verarbeitbarkeit bei modernen Hochleistungsbetonen zu einem Vielstoff-Gemisch aus Gesteinskörnung, Wasser, Zement, Zusatzstoffen, wie z. B. Silikastaub und Gesteinsmehlen, und Zusatzmitteln, z. B. Hochleistungsfließmittel und Schwindreduzierer, weiterentwickelt worden. Damit werden neue Rezepturen, wie die der ultrahochfesten faserverstärkten Feinkornbetone (UHPFRC) möglich,

die durch ihre erhöhte Packungsdichte mit verringertem Porenvolumen und extrem dichten Gefüge sehr hohe Festigkeiten erreichen. Das erfordert im Bereich der ultrahochfesten Betone, das Wasser-Zement-Verhältnis deutlich unter die Grenze von 0,4 abzusenken. Da es nunmehr zu keiner vollständigen Zementhydratation mehr kommen kann, steht auch kein überschüssiges Wasser mehr zur Bildung eines zusammenhängenden kapillaren Porennetzes zur Verfügung. Stattdessen ergibt sich eine Zementsteinmatrix mit sehr feinen Gelporen und dichten Kontaktzonen zur Gesteinskörnung, was nahezu keinen Stofftransport mehr durch den Beton hindurch ermöglicht. Die erforderliche Verarbeitbarkeit und Dispergierung der großen Menge an Feinstoffen erfordert allerdings auch große Mengen von neuen Hochleistungsfließmitteln auf der Basis von Polycarboxylatether (PCE). Durch die ausgewogene Abstimmung der Rezepturkomponenten können nun die hohen Packungsdichten und möglichst selbstverdichtenden Eigenschaften solcher Betone eingestellt werden. Die damit erreichte hohe Dichtigkeit des Betons führt auch zu einem wesentlich höheren Widerstand gegen eindringende Medien. So steigt z. B. die Beständigkeit gegen Chloride, Carbonatisierung und Frost-Tau-Wechselbeanspruchung stark an [3]. Durch den Einsatz von Fasern kann zudem ein duktileres Bauteilverhalten erreicht werden. Spezielle Fasern aus Polypropylen können den ungünstigen Einfluss der hohen Gefügedichtigkeit auf die Brandwiderstandsdauer ausgleichen [3].

Für hoch beanspruchbare, dünnwandige Bauteile spielt die Faserorientierung eine große Rolle. Sie ist von vielen Parametern abhängig, wie von der Fließgeschwindigkeit, der Oberflächenbeschaffenheit der Schalung sowie von den Fließeigenschaften der Rezeptur, z. B. [4]. Damit erlangt die Verarbeitbarkeit eines Betons einen zunehmenden Einfluss auf die sich einstellende Faserorientierung im Bauteil. Die Rezeptur muss optimal eingestellt werden, wenn sie einerseits selbstverdichtende Eigenschaften bei zunehmender Tendenz zur Klebrigkeit bei ultrahochfesten Betonen gewährleisten soll und gleichzeitig einen hohen Widerstand gegen Sedimentation während der Betonierung auf-

Betonzusammensetzungen im Vergleich: Normalbeton (NC), selbstverdichtender Beton (SCC) mit einem Größtkorn von 16 mm und ultrahochfester faserverstärkter Feinkornbeton (UHPFRC) mit einem Größtkorn von 0,5 mm

(Grafik: Sven Lehmborg und Silke Scheerer)



weisen muss. Insbesondere die Art und Dosierung des Hochleistungsfließmittels muss exakt auf die Rezeptur abgestimmt sein, da ansonsten Verarbeitungsprobleme zwangsläufig sind. Für den Nachweis der Stabilität einer Rezeptur hat sich gezeigt, dass der Setzfließmaßversuch mit Blockierring gut geeignet ist und die Klasse SF1 nach DIN EN 206 [5] nicht überschritten werden sollte. Die zäh-viskose Konsistenz von UHPFRC bringt ebenfalls steigende Anforderungen an die Verdichtungszeiten und die Verdichtungsenergie mit sich [6]. Deshalb sollte UHPFRC vorwiegend im Fertigteilbau verwendet werden oder muss andernfalls einer besonders strengen Überwachung auf der Baustelle unterliegen.

Ein großer Nachteil der neuen Betone liegt in den höheren Herstellungskosten im Bereich des Vier- bis Fünffachen gegenüber normalfestem Beton. Nachhaltigkeitsbetrachtungen zeigen bei Bezug auf die Baustoffmasse: Das globale Erwärmungspotenzial (GWP) für eine Tonne Beton beträgt für UHPFRC mit Mikrostahtfasern ca. 1500 kg CO₂-Äquivalent gegenüber ca. 250 kg CO₂-Äquivalent für normalfesten Beton [7]. Demgegenüber stehen allerdings auch Zug- bzw. Druckfestigkeiten, die bei UHPFRC ca. drei- bzw. fünfmal so hoch sind wie bei Normalbeton und den Einsatz entsprechend kleinerer Massen erfordern. Auch ermöglichen die hohe Zugfestigkeit und das dichte Gefüge neuartige und wirtschaftlichere Konstruktionen durch die Redu-

*Das Herstellen von UHPFRC kann problematisch sein: schlechte Durchmischung wegen Fließmittelunterdosierung (links) und Faserentmischen und Bluten bei Fließmittelüberdosierung (rechts)
(Fotos: Sven Lehmborg)*





Wassereindringen und Stofftransport in UHPFRC sind sehr gering. Nach 2 Tagen wurde das Prisma (40 × 40 × 160 mm) in einer NaCl-Lösung gelagert und nach 50 Tagen auf seine Biegezugfestigkeit geprüft. Die erzielte Biegezugfestigkeit ist vergleichbar mit der einer wassergelagerten Probe. Es ist nur Rost an freiliegenden Fasern zu sehen, jedoch keine Schädigung durch Korrosionsprodukte.

(Foto: iBMB, TU Braunschweig)

zierung oder den Verzicht auf eine konventionelle Bewehrung.

Ein spezieller Gesichtspunkt ultrahochfesten Betons ist dessen Schwindverhalten. Hier spielt das autogene Schwinden die entscheidende Rolle [8]. Es entsteht durch starke kapillare Sogkräfte, die das Betongefüge zusammenziehen, da eine nicht mehr ausreichend große Menge an Wasser für die Erhärtungsreaktion zur Verfügung steht, sowie durch die Tatsache, dass chemisch gebundenes Wasser im Beton ein geringeres Volumen als freies Wasser aufweist. Die dabei entstehenden Verformungen können beträchtlich sein, sie können allerdings auch mit der Hilfe von Schwindreduzieren beherrscht werden. Trotzdem muss bei der Erhärtung von UHPFRC mit einem Schwindmaß um ca. 0,5 ‰ innerhalb der ersten 7 Tage gerechnet werden. Eine weitere Besonderheit stellt die schnelle

Erhärtung dar, die nach 7 Tagen fast vollständig abgeschlossen ist. Der schnelle Erstarrungsbeginn und das sich schon früh entwickelnde dichte Gefüge lassen kaum Schadstoffe eindringen. So zeigt ein UHPFRC-Prisma, das bereits 2 Tage nach der Betonierung in einer NaCl-Lösung gelagert worden ist, kaum Korrosionsspuren an der oberflächennahen Faserbewehrung.

Dünnwandige Bauteile aus UHPFRC sind besonders wirtschaftlich, wenn ihre mechanischen Eigenschaften optimal genutzt werden und sich die innere Faserorientierung dem Kraftverlauf im Tragwerk anpasst. Grundlage dafür ist die Kenntnis der Materialeigenschaften in Abhängigkeit der Faserorientierung. Ein wesentlicher Einfluss der Faserorientierung auf die Zug-, Biegezug- und Querkrafttragfähigkeit konnte in eigenen Untersuchungen festgestellt werden. Bei Druckbeanspru-

chung verändert sich der Versagensmechanismus von spröde zu duktil, die Druckfestigkeit selbst jedoch kaum [9]. Um die Bauteileigenschaften in Abhängigkeit vom Fasergehalt und der Lage der Stahlfasern genauer beschreiben zu können, müssen diese bestimmt werden. Dafür haben sich in der Praxis Dünnschliffe [10], Induktionsmessverfahren [11] sowie die Auswertung von Bildern aus dem Mikro-Computertomographen (Mikro-CT) [12], [13] bewährt. Mithilfe eines Mikro-CT-Scans kann z. B. die Faserverteilung in Abhängigkeit von der Schalungsgeometrie fein aufgelöst beschrieben werden. Im dargestellten Versuchskörper mit Hinterschnitt wurde so das erfolgte Fließverhalten genauer analysiert.

Sichtbarmachen von Faserorientierung und Schädigung in trocken gefügten hochpräzisen Schwalbenschwanzverbindungen aus UHPFRC mittels Mikro-CT; von links nach rechts: Ansicht der Verbindung und Faserorientierung sowie Faserverteilungen im Querschnitt nahe der oberen (horizontalen) Kontaktfläche und im oberen Eckbereich (Fotos: Sven Lehmborg)

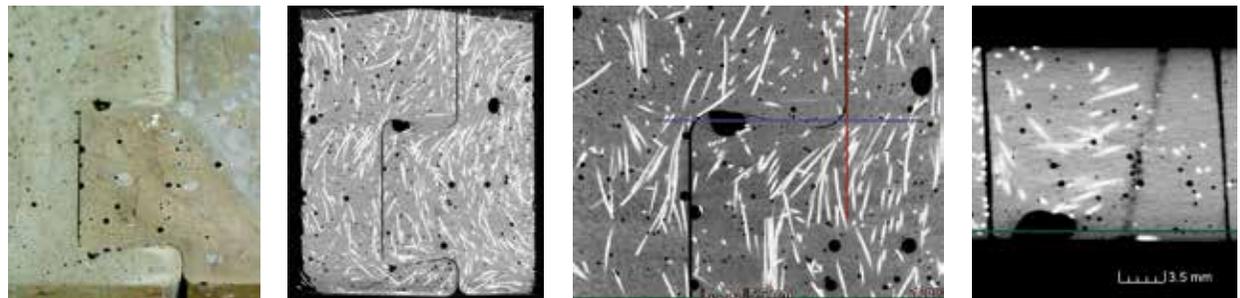
Es existieren bereits Ansätze, um die Faserorientierung im Beton rechnerisch zu simulieren [14]. Allerdings sind diese Modelle stark von der gewählten Rezeptur abhängig.

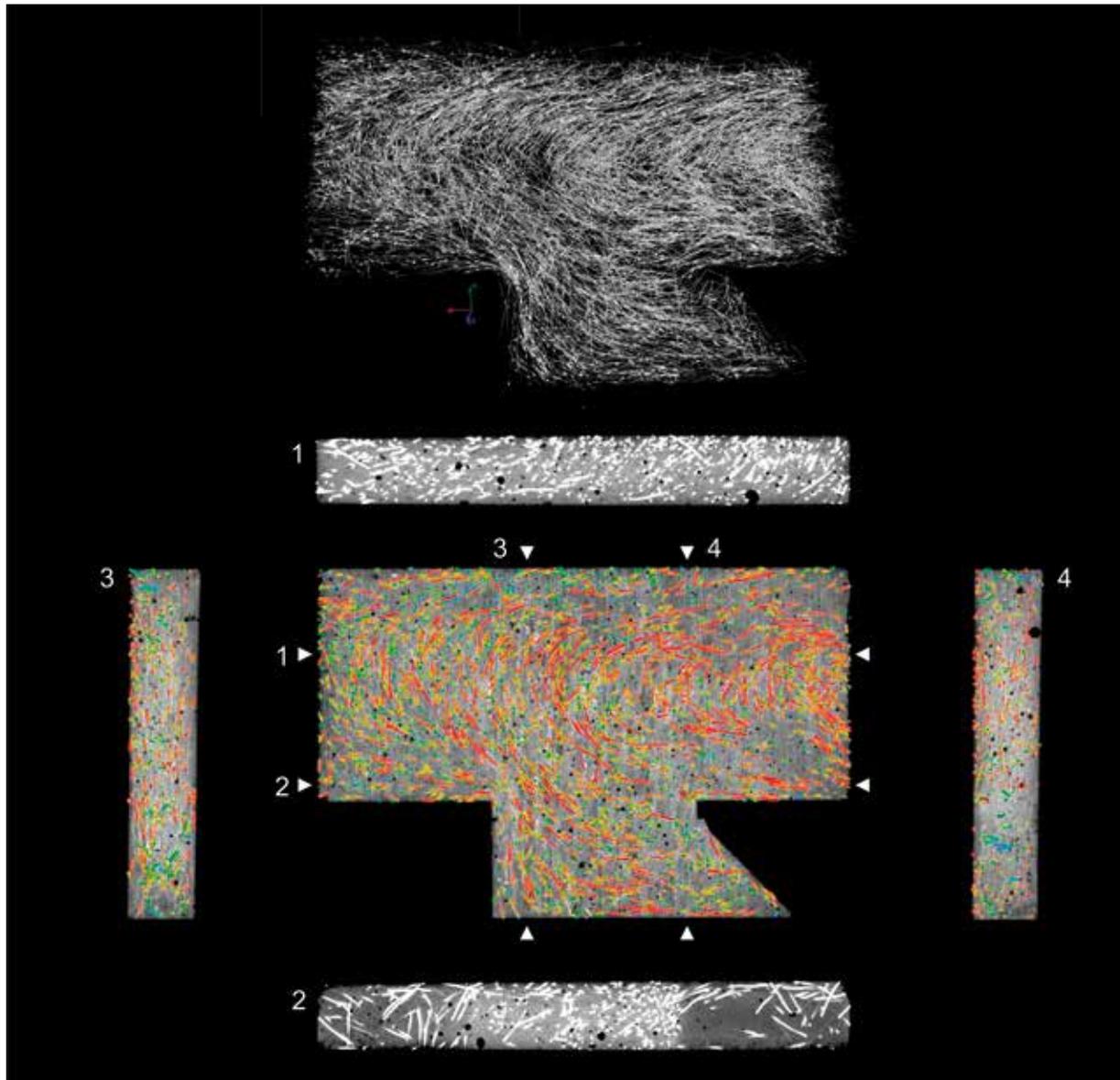
Die hohe Oberflächenqualität und die feine Struktur des UHPFRC erlauben es, hochpräzise trocken-

ne Stoßverbindungen im Betonbau zu realisieren [15]. Diese können z. B. für Fertigteile verwendet werden, die dann schnell und reversibel aufgestellt werden können. Verbindungen werden dabei einfach ineinander geschoben und sorgen je nach Über- oder Untermaß der Teile zueinander für einen höheren oder geringeren Kraftschluss zwischen den Bauteilen. Es wurde an dem dargestellten trocken gefügten Schwalbenschwanzstoß nachgewiesen, dass mit UHPFRC eine schädigungsfreie Fügung möglich ist.

3 Küchenarbeitsplatten aus Beton

Die sehr dichte Oberfläche und das genaue Abformen ermöglichen das Herstellen von sehr präzisen, dünnwandigen und dauerhaften Bauteilen ohne zusätzliche Bewehrung. Meist werden diese Bauteile nur aus selbstverdichtendem Feinkornbeton ohne Faserzusatz hergestellt, da bereits die materialbedingte erhöhte Biegezugfestigkeit ausreicht, eine tragfähige Konstruktion herzustellen. Trotz des dichten Gefüges und des geringen Wassersau-





Bestimmung des
Einflusses der Fließge-
schwindigkeit und der
Bauteilgeometrie auf
die Faserorientierung
und -verteilung mittels
Mikro-CT

(Fotos: iBMB,
TU Braunschweig)

*Konzept der trockenen
hochpräzisen Fügung
[16]*



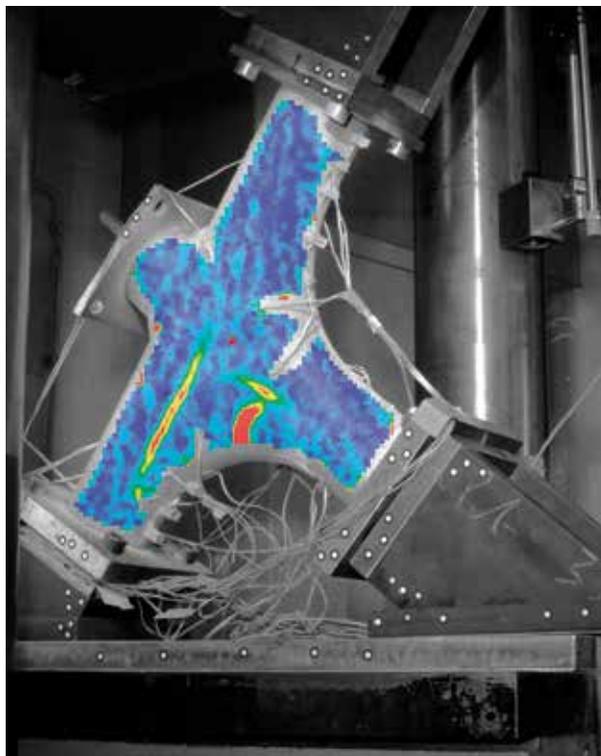
gens muss der Beton bei solchen Anwendungen aus optischen und praktischen Erwägungen vor Flüssigkeiten geschützt werden. Daher müssen bei Betonarbeitsplatten, wie bei Echtholzarbeitsplatten auch, Empfehlungen zum Umgang und zur Pflege beachtet werden. Stets müssen die material-spezifischen Eigenschaften gewollt oder in Kauf genommen werden, also z. B. dass die Oberfläche einer natürlichen Schwankung unterliegt und Poren sowie kleine Lunker an der Oberfläche möglich sind, siehe Definition der Sichtbetonqualität mittels Sichtbetonklassen [2]. Auch bringen Einflüsse der Schalung und des Erstarrens eine gewisse Schlierenbildung und Farbabweichungen mit sich; sie sind nicht Fehler sondern Charakteristika und in ihrer zeitlichen Entwicklung mit einer Patina wie bei Holzoberflächen vergleichbar. Bei größeren Abmessungen und großen Öffnungen sind auch Schwindrisse nicht immer sicher vermeidbar. Aus diesem Grund wird die Oberfläche meist nachträglich veredelt.

4 Dünnwandige Betontragwerke

Die hergebrachte Bauweise mit eher massiven und orthogonal strukturierten Bauteilen kann durch den neuen Hochleistungswerkstoff Beton und neue Fertigungsmethoden zu einem kraftflussoptimierten, dünnwandigen, dauerhaften und leichten Konstruktionssystem erweitert werden. Solche Konstruktionen können dann über hochpräzise trockene Fügungen verbunden werden. Mittels dünnwandiger, trocken gefügter UHPFRC-Bauteile können Bauwerke geschaffen werden, die kompakt vorgefertigt und mit einfachen Maßnahmen auf der Baustelle verbunden und vorgespannt werden [16]. Die erhöhte Dauerhaftigkeit ermöglicht sehr kleine Betondeckungen und führt zu Querschnitten, die aufgrund ihres geringen Eigengewichts sehr effizient sind. Die Bauteile können mittels neuer Fertigungsprozesse wie dem Digital Workflow [15] durch computergesteuerte Prozesse direkt aus dem Designprozess dimensioniert und hergestellt werden.

Eine zusätzliche Optimierungsstrategie ermöglicht das Herstellen von gezielt kraftflussoptimierten Bauteilen. Der in einem Forschungsprojekt im Rahmen des DFG-geförderten Schwerpunktprogramms SPP 1542 „Leicht Bauen mit Beton“ entwickelte Stabwerksknoten kann daher neben Druck- und Zugkräften auch Biegemomente und

Querkräfte übertragen und ermöglicht so neuartige leichte Tragsysteme. Ziel der zugrunde liegenden Forschungsarbeit war es, stets ein Versagen außerhalb der Fügestellen im ungestörten Querschnitt zu erzeugen und ein Versagen im Stoßbereich oder im Bereich der Kraftumlenkung generell zu vermeiden.



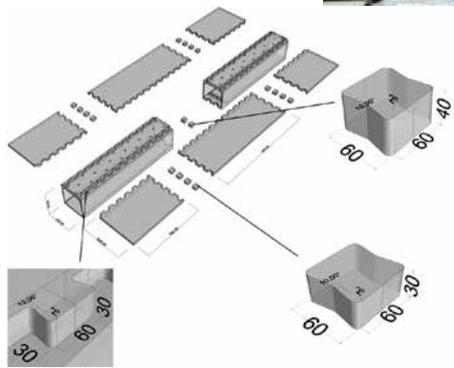
Verformung und Rissbildung in einem dünnwandigen UHPFRC-Knoten, Stauchungen sind blau, Zugdehnungen und Biegeversagensriss im Knoten in der Mitte unten sind rot dargestellt [17]

Für die Entwicklung von Deckensystemen wurden ebenfalls Fügeprinzipien entwickelt, welche es ermöglichen sollen, lange Hohlkastenquerschnitte miteinander zu verbinden und dünne Platten (hier mit einer Dicke von 30 mm) anzuschließen. Mit Hilfe von sog. UHPFRC-Inlay-Verbindern kann die Montierbarkeit von Platten- oder Balkenelementen auf der Baustelle deutlich vereinfacht werden. Die Konstruktion wird anschließend durch ein nichtrostendes Vorspannglied mit einer Normalkraft vorgespannt, um den Querschnitt bei Biegung und Querkraft optimal beanspruchen zu können.

Das dünnwandige Balkenelement mit einer Wandstärke von 15 mm zeigte bei der Belastung trotz der vielen Fügestellen nur eine geringe Durchbiegung im Gebrauchslastbereich. Auch wurden im Versuch keine Fügestellen beschädigt. Es war also gelungen, einen guten Verbund und Kraftschluss zwischen den Bauteilen mit Hilfe trockener Stoßverbindungen herzustellen. Die sehr geringe Wandstärke von nur 15 mm ließ schlussendlich im Traglastversuch den Balkensteg auf Querkraft versagen.

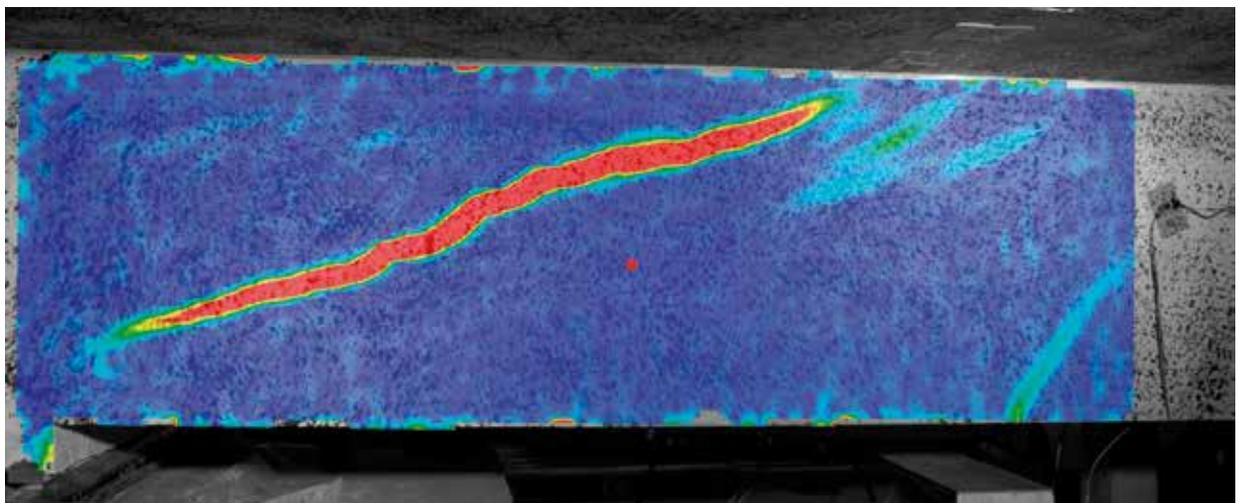
Mit UHPFRC-Inlays trocken gefügter Plattenbalken im Test

(Grafik: Lukas Ledderose,
ITE, TU Braunschweig;
Foto: Sven Lehmborg)



Mittels Photogrammetrie sichtbar gemachte Verformungen des Steges des trocken gefügten UHPFRC-Plattenbalkens während des Traglastversuchs, blau für Druckstauchungen, rot für Zugdehnungen

(Foto: Sven Lehmborg)



5 Zusammenfassung und Ausblick

Die rasante Entwicklung der Betontechnologie in den vergangenen Jahren ermöglicht die Weiterentwicklung der Betonbauweise hin zu leicht, filigran, beliebig formbar, ästhetisch; vielleicht sogar hin zu einem neuen Lifestyleprodukt Beton. Formen und Konstruktionen werden realisierbar, die früher als undenkbar galten oder nur mit sehr viel Aufwand herzustellen waren. Voraussetzung dafür sind die Ultrahochleistungsbetone neuester Generation. Diese Betone, die Phantasie sowie Kreativität bei Entwerfenden und Konstruierenden ermöglichen, bieten ein leistungsfähiges Portfolio für die Entwicklung neuer Formen und Strukturen mit hoher Effizienz. Die beeindruckenden Ideen und Projekte im Schwerpunktprogramm 1542 „Leicht Bauen mit Beton“ könnten ein Startschuss in eine neue Ära des Betonbaus sein [18].

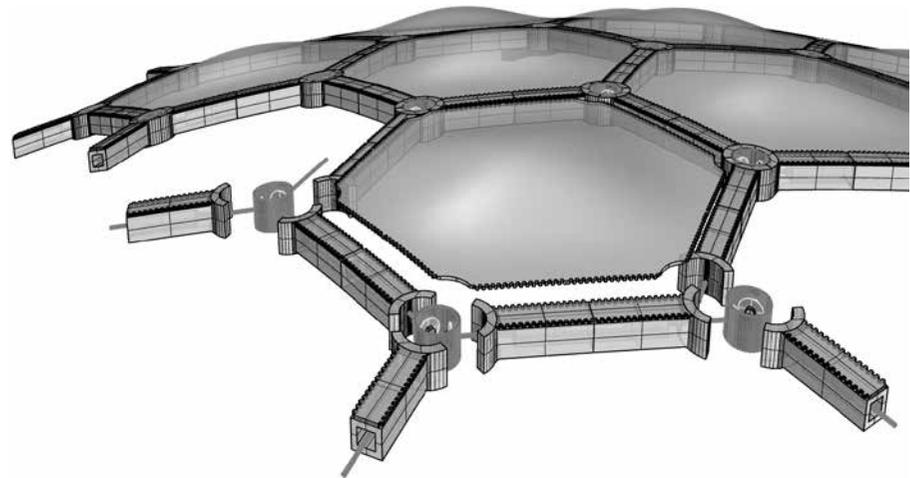
Dank

Der besondere Dank der Autoren gilt allen im Forschungsteam mitarbeitenden Kolleginnen und Kollegen vom Institut für Tragwerksentwurf (ITE) und des iBMB der TU Braunschweig sowie der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die Förderung des Projektes im Rahmen des Schwerpunktprogrammes 1542 „Leicht Bauen mit Beton“.

Literaturverzeichnis

- [1] Ramm, W.: Über die faszinierende Geschichte des Betonbaus vom Beginn bis zur Zeit nach dem 2. Weltkrieg. In: DAFStb (Hrsg.): Gebaute Visionen – 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin: Beuth, 2007, 27–130
- [2] Schulz, J.: Sichtbeton Atlas: Planung – Ausführung – Beispiele. Wiesbaden: Vieweg+Teubner, 2009
- [3] Fehling, E.; Schmidt, M.; Teichmann, T.; Bunje, K.; Bornemann, R.; Middendorf, B.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC). Forschungsbericht zum DFG-Vorhaben FE 497/1-1, erschienen in: Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 1, Universität Kassel, 2005

*Stabwerkintegriertes
Flächentragwerk aus
trocken gestoßenen
Betonfertigteilen [17]*



- [4] Švec, O.; Žirgulis, G.; Bolander, J. E.; Stang, H.: Influence of formwork surface on the orientation of steel fibres within self-compacting concrete and on the mechanical properties of cast structural elements. *Cement and Concrete Composites* 50 (2014), 60–72
- [5] DIN EN 206:2014-07: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 2014
- [6] Fehling, E.; Schmidt, M.; Walraven, J. C.; Leutbecher, T.; Fröhlich, S.: Ultrahochfester Beton – UHPC. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): *Betonkalender 2013*, Band 2, Berlin: Ernst & Sohn, 2013, 118–239
- [7] Becke, A.; Reiners, J.; Sülün, C.: Erläuterungen zu den Umweltproduktdeklarationen für Beton. InformationsZentrum Beton GmbH (Hrsg.), Düsseldorf: Bau+Technik, 2014
- [8] Loukili, A.; Khelidj, A.; Richard, P.: Hydration kinetics, change of relative humidity, and autogenous shrinkage of ultra-high-strength concrete. *Cement and Concrete Research* 29 (1999) 4, 577–584
- [9] Bonzel, J.; Schmidt, M.: Verteilung und Orientierung von Stahlfasern im Beton und ihr Einfluß auf die Eigenschaften von Stahlfaserbeton. *Betontechnische Berichte* 1984/85, 73–116
- [10] Tue, N. V.; Henze, S.; Küchler, M.; Schenck, G.; Wille, K.: Ein optoanalytisches Verfahren zur Bestimmung der Faserverteilung und -orientierung in stahlfaserverstärktem UHFB. *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007) 10, 674–680
- [11] Wichmann, H.-J.; Holst, A.; Budelmann, H.: Ein praxisgerechtes Messverfahren zur Bestimmung der Fasermenge und -orientierung im Stahlfaserbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013) 12, 822–834
- [12] Suuronen, J.-P.; Kallonen, A.; Eik, M.; Puttonen, J.; Serimaa, R.; Herrmann, H.: Analysis of short fibres orientation in steel fibre-reinforced concrete (SFRC) by X-ray tomography. *Journal of Material Science* (2013) 3, 1358–1367
- [13] Schnell, J.; Schladitz, K.; Schuler, F.: Richtungsanalyse von Fasern in Betonen auf Basis der Computer-Tomographie. *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010) 2, 72–77
- [14] Deeb, R.; Karihaloo, B. L.; Kulasegaram, S.: Reorientation of short steel fibres during the flow of self-compacting concrete mix and determination of the fibre orientation factor. *Cement and Concrete Research* 56 (2014) 112–120
- [15] Mainka, J.; Lehmborg, S.; Budelmann, H.; Kloft, H.: Non-Standard Fügeprinzipien für leichte Bauteile aus UHPFRC. *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013) 11, 763–773
- [16] Lehmborg, S.; Ledderose, L.; Mainka, J.; Budelmann, H.; Kloft, H.: Non-Standard Joints for lightweight modular Spatial and Shell Structures made from UHPFRC. In: Brasil, R. M. L. R. F.; Pauletti, R. M. O. (Eds.): *Proceedings of the*

IASS-SLTE 2014 Symposium "Shells, Membranes and Spatial Structures: Footprints", 15.–19.09.2014 in Brasilia (Brasilien), full paper published on USB drive, 9 pages

- [17] Lehmborg, S.; Mainka, J.; Ledderose, L.; Budelmann, H.; Kloft, H.: Neuartige Verbindungen für geometrisch komplexe Flächen- und Stabwerkelemente aus UHPFRC. In: Scheerer, S.; Curbach, M. (Hrsg.): Leicht Bauen mit Beton, Forschung im Schwerpunktprogramm 1542 Förderphase 1, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2014, 122–139 – online unter: <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-171338>
- [18] Homepage des SPP 1542:
<http://spp1542.tu-dresden.de/>

Anmerkung: alle Internetquellen wurden am 17.5.2016 geprüft.



Luna Manolia Daga
und Udo Wiens

Udo Wiens ist Geschäftsführer des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton e. V., Berlin; Luna Manolia Daga ist Abiturientin des Gymnasiums Tiergarten in Berlin und derzeit beim DAfStb als „Projektmanagerin Digitalisierung“ zusammen mit ihrem Kollegen, Juri Paulischkis (der dieses Foto gemacht hat), damit beschäftigt, Forschungsberichte und Hefte der DAfStb-Schriftenreihe zu digitalisieren.

Luna Manolia Daga und Udo Wiens

Mehr als nur schwarze Buchstaben auf weißem Papier – Ein Essay

Wäre es uns Menschen möglich, sich an unsere frühe Kindheit zu erinnern, würde dieses Essay vermutlich damit beginnen darzustellen, wann uns zum allerersten Mal in unserem Leben ein Buch in die Hände gefallen ist und was für ein erfüllendes Gefühl das war. Wahrscheinlicher ist jedoch, dass wir uns das bunt gestaltete Deckblatt eines Bilderbuches einfach nur angeschaut haben, das Buch hochgeworfen haben, um anschließend begeistert in die Hände zu klatschen – erfüllende Gefühle, ausgelöst von Büchern, empfanden wir zu diesem Zeitpunkt sicherlich noch nicht. Wie denn auch? Woher hätten wir denn wissen sollen, was ein Buch ist? Ein Kleinkind hätte zu Beginn der 2000er Jahre kaum auf Wikipedia nachlesen können, dass „ein Buch [...] nach traditionellem Verständnis eine Sammlung von bedruckten, beschriebenen, bemalten oder auch leeren Blättern aus Papier oder anderen geeigneten Materialien [ist], die mit einer Bin-

dung und meistens auch mit einem Bucheinband (Umschlag) versehen ist.“ [1]. Und selbst wenn uns jemand aufgeklärt hätte, wirklich weitergebracht hätte uns diese Information keinesfalls. Um nicht missverstanden zu werden – die allgemein geltende Definition hätten wir durchaus nachvollziehen können, jedoch erklärt diese weder, was Bücher *wirklich* sind, oder gar, welche Rolle sie in unserer Welt einnehmen. Das liegt gegebenenfalls auch an der Tatsache, dass dem Großteil unserer Gesellschaft schlicht und ergreifend nicht bewusst ist, welchen Einfluss Bücher auf das Leben von jedem Einzelnen haben.

Das erste Buch – ein buntes, schrilles Bilderbuch – erhalten wir mit einem Jahr. Kurz darauf beginnen unsere Eltern, uns Märchen der Gebrüder Grimm vorzulesen und dann, in der Grundschule, sammeln wir gemeinschaftlich erste Leseerfahrungen

mit der Lese-Fibel. Und selbst wenn der Großteil dieser Grundschul Kinder kein tiefergehendes Interesse bezüglich der niedergeschriebenen Literatur entwickelt, so werden Bücher sie über die gesamte Schul-, Studien- und Arbeitszeit hinweg begleiten. Um es griffig zusammenzufassen: Bücher bedeuten Bildung, Bildung bedeutet Fortschritt, Fortschritt ist Zukunft. Die Bedeutung des Buches als haptischer Ort der Wissenserlangung und -mehrung hat sich indes über die Jahrhunderte stark verändert. War der Zugang zu Büchern im Mittelalter ein Privileg der Wohlhabenden, konnte mit der Erfindung des Buchdrucks und die mit der Industrialisierung einhergehende Vervielfältigungstechnik die Wissensvermittlung in alle Schichten der Bevölkerung hinein erreicht werden (sofern diese durch das herrschende politische System zugelassen wurde). Einen weiteren Quantensprung hat die Erfindung des Internets mit sich gebracht. Über das weltweite Netz wird heutzutage Wissen derart bereitgestellt, dass jeder Mensch in wenigen Sekunden Zugang zu einem schier unerschöpflichen Wissensschatz mit all seinen Vor- und Nachteilen erhält.

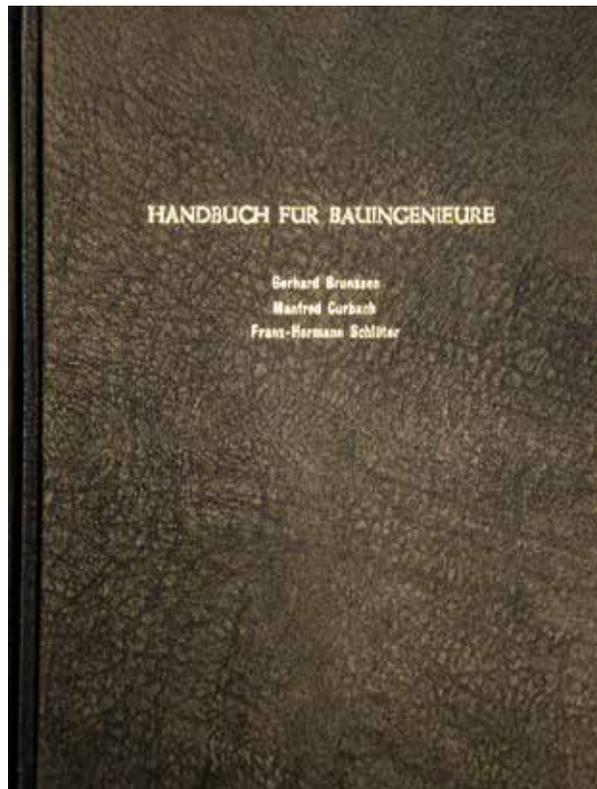
Was passiert, wenn Wissenszugang verweigert wird, erschließt sich dem Leser am besten durch ein zugegebenermaßen etwas ungewöhnliches Gedankenexperiment: Die Vorstellung, in einem Staat zu leben, in dem es als Schwerstverbrechen gilt, Bücher zu besitzen oder sogar sie zu lesen, verursacht in uns ein mehr als unbehagliches, ja sogar bedrohliches Gefühl. In Ray Brad-

burys 1953 erschienenem dystopischen Roman „Fahrenheit 451“ wird dieses Szenario Realität. Der Mensch wird durch das politische System entmündigt und isoliert. Mit Drogen und Videos wird die aufkommende Langeweile vertrieben. Bücher sind aus Sicht der Herrschenden Gift, gelten sie doch als Hauptgrund für ein nicht systemkonformes Denken und Handeln [2]. Eine freie Gedankenwelt, die sich beim Lesen von Büchern entfaltet, führe zu antisozialen Verhalten und destabilisiere die Gesellschaft, so die Ansicht der Regierenden. Daher verfolgt die Staatsmacht das perfide Ziel, alle Bücher aufzuspüren und zu verbrennen. Auf den Helmen und Uniformen einer extra zur Vernichtung der Bücher eingesetzten Feuerwehr steht die Zahl 451, jene (von Bradbury angenommene) Fahrenheit-Temperatur, bei der Papier Feuer fängt und Bücher sich entzünden [2]. Diese apokalyptische Vision von Ray Bradbury regt reflexartig an, über die Bedeutung des Buches als Codex für eine freie und individuelle Entwicklung des Menschen im Einzelnen und der Gesellschaft im Allgemeinen nachzudenken. Bücher manifestieren Wissen und Wissen ist Macht (Francis Bacon, 1561–1626).

Walther Umstätter schrieb zur Bedeutung des Wissens [3]: „Das wichtigste Eigentum, das der Mensch als Homo sapiens in seiner Geschichte evolutionär erworben hat, war die *sapientia*, die Einsicht, das Verstehen bzw. die Weisheit.“ Weisheit bezeichnet das Erfassen von Zusammenhängen in Natur, Leben und Gesellschaft, verbunden mit der

*Im Roman
Fahrenheit 451
sind Bücher
aus Sicht der
Herrschenden Gift,
gelten sie doch
als Hauptgrund
für ein nicht
systemkonformes
Denken und
Handeln*

Fähigkeit, bei Problemen und Herausforderungen schlüssige und sinnvolle Handlungsweisen zu entwickeln und anzuwenden. Bücher spielen in diesem Prozess eine entscheidende Rolle, um *sapientia* zu konservieren und über die Generationen hinweg weiterzugeben. Ja, es kann sicherlich jeder Leser unterschreiben, dass die Menschheitsentwicklung ohne Bücher und insbesondere ohne einen freien Zugang zu ihnen nicht dahin gelangt wäre, wo sie sich heute befindet.



*Handbuch für Bauingenieure von Gerhard Brunßen, Manfred Curbach und Franz-Hermann Schlüter
(Foto: Elisabeth Hierlein)*

Nehmen wir zur Konkretisierung dieser zunächst doch recht abstrakten Thesen einmal ein Beispiel: An der Technischen Universität Dortmund entschließen sich Anfang der 1980er Jahre drei Studenten der Fachrichtung Bauingenieurwesen, ein Handbuch für Bauingenieure herauszugeben, in dem auf einfache Weise Bemessungsformeln und Tabellen für die praktische Arbeit des Bauingenieurs zusammengetragen sind [4].

Dieses anno 1982 im BCS-Verlag (Brunßen, Curbach, Schlüter) erschienene, mit einer Erstauflage von einem Exemplar und einer zweiten Auflage (2 Exemplare) in feiner Handarbeit von Manfred Curbach gebundene Werk hat in vielfach vervielfältigter (kopierter) Form Generationen von Bauingenieurstudenten Studium und Arbeit erleichtert. Unvorstellbar, dass die Landesregierung NRW seinerzeit die Verbrennung dieses Werkes angeordnet hätte, wenn die Dystopie von Ray Bradbury Wirklichkeit geworden wäre.

Der Teil der Gesellschaft, der leidenschaftlich gerne liest, der liest, um zu leben oder lebt, um zu lesen, dieser Teil schreibt seinen Büchern unabhängig vom Format eine ganz besondere Bedeutung zu. Er liest Bücher zur Unterhaltung, zur Ablenkung, zur Entdeckung neuer Welten und zur Stillung seines Wissenshungers. Bücher helfen, zerstören, machen glücklich, machen traurig. Bücher sind ehrlich und lügen uns an. Sie schaffen *Orte*, in denen wir unserer Fantasie und unseren Emotionen freien

Lauf lassen können. Bücher bedeuten Emotionen. Emotionen bedeuten Leben.

Bücher sind genauso individuell wie ihre Verfasser und ihre Leser. Das macht jedes Buch zum Heilmittel gegen Rückstand und Unwissenheit, aber auch nur, wenn *jeder* das – für uns selbstverständlich erscheinende – Privileg genießt, zu lesen und zu schreiben, und zwar wann, was und so oft er will. Es liegt an uns, dafür zu sorgen, dass jedes Kind und jede Großmutter in allen Winkeln dieser Erde das Wissen erlangen kann, für das sie sich entscheiden – und das geht nur mit Büchern. Bücher bedeuten Zukunft. Bücher bedeuten Leben. Somit wird das Buch auch in Zukunft mehr sein als nur schwarze Buchstaben auf weißem Papier. Autoren wird mit dem Buch als solches eine Form und ein Format bereitgestellt, das jahrhundertealte Tradition hat und sich im praktischen Leben bewährt hat. Das Erleben, wenn man ein gedrucktes Buch in die Hand nimmt und darin ohne elektronische Hilfsmittel liest, wird stets erhaben bleiben.

Aber auch die Digitalisierung des Buches bringt Vorteile mit sich. Durch die modernen Möglichkeiten, Buchwissen thematisch zu vernetzen und

um audiovisuelle Elemente zu ergänzen, wird ein klarer Zugewinn für die wissenschaftliche Arbeit generiert. Wichtig ist hier insbesondere die Wahrung der Balance zwischen den berechtigten Forderungen der Autoren hinsichtlich einer auskömmlichen Vergütung für ihre Autorentätigkeit und einem möglichst uneingeschränkten (unzensurierten) Zugang zu den Inhalten des Buches (oder Netzwissens), damit sich eine Gesellschaft in Freiheit entfalten kann wie ein schöner Schmetterling.

Literatur

- [1] <https://de.wikipedia.org/w/index.php?title=-Buch&oldid=155176030>
- [2] https://de.wikipedia.org/w/index.php?title=-Fahrenheit_451&oldid=155902451
- [3] Umstätter, W.: Die Zukunft des Buches und die Rolle der Bibliothek im modernen Wissensmanagement. In: <http://www.ib.hu-berlin.de/~wumsta/pub98.html>
- [4] Brunßen, G.; Curbach, M.; Schlüter, F.-H.: Handbuch für Bauingenieure – Formeln und Tabellen für die Praxis. Dortmund: BCS-Verlag, 1982

Alle Webquellen am 16. Juli 2016 geprüft.



Ulrich Häußler-Combe

Aspekte der Modellierung von Stahlbetontragwerken

*Prof. Dr.-Ing. habil.
Ulrich Häußler-Combe*

Seit 2003 Inhaber der Professur für Spezielle Massivbauwerke am Institut für Massivbau der TU Dresden

1 Einführung

Naturwissenschaft und Technik beruhen auf Modellen. Ein Modell abstrahiert eine Fragestellung aus der Realität, ordnet ihm Merkmale zu und beschreibt die Beziehungen zwischen den Merkmalen. In Naturwissenschaft und Technik haben Merkmale i. d. R. Zahlenwerte und Einheiten. Ihre Beziehungen zueinander werden durch mathematische Gleichungen beschrieben. Dabei ist ein Merkmal als Eingangswert entweder vorab bestimmbar oder es ergibt sich als Ergebniswert durch Berechnung der zugrundeliegenden Gleichungen. Die Lösungen wiederum treffen eine Prognose im Hinblick auf die Fragestellung. Schließlich lässt sich die Prognose mit der Realität vergleichen. Dies gibt uns Auskunft über die Güte des Modells und erlaubt uns die Modellbewertung.

Dabei sind Kategorien wie „falsch“ oder „richtig“ für die Praxis des Ingenieurwesens nicht ziel-

führend. Die exakte Übereinstimmung zwischen Prognose und Realität ist prinzipiell nicht erreichbar. So ist die Realität durch Messungen zu bestimmen, die wiederum nur innerhalb gewisser Bandbreiten reproduzierbar sind. Damit ist schon der Vergleichsmaßstab eines Modells nicht determinierbar. Immerhin sollte ein Vergleich verschiedener Modelle nach den Kategorien „besser“ und „schlechter“ möglich sein, da sich die Güte der Prognosen im Mittel vergleichen lässt. Das hinsichtlich der Prognosegüte „schlechtere“ Modell ist aber für das Ingenieurwesen nicht unbedingt schlechter geeignet. Es kann zweckmäßiger als das „bessere“ Modell sein, wenn es einfacher ist und zu seiner Berechnung weniger Aufwand erfordert.

Betrachten wir dazu das Beispiel des Stahlbetonbalkens. Als Merkmale würden wir zunächst die Betongüte, Art und Menge der Bewehrung, Querschnittsabmessungen, Spannweite und das

statische System ansehen. Damit ist aber bereits eine Auswahl vorgenommen. Es liegen andere Eigenschaften vor – z. B. die Zusammensetzung des Betons, seine Farbe, die Oberflächentextur –, die aber für die Fragestellung einer Bemessung nicht oder zumindest nicht unmittelbar relevant sind. Dazu sind andere Merkmale einzubeziehen. Zunächst sind dies Belastungen. Hier wird nach Streckenlasten und Einzellasten unterschieden. Bereits mit letzterer liegt eine weitgehende Abstraktion vor. In allen Fällen wird für die Streckenlasten zumindest bereichsweise ein konstanter Wert angenommen. Die genaue Verteilung beispielsweise von Nutzlasten, wann sie innerhalb einer Nutzungsdauer auftreten und wie sie verursacht sind, wird i. d. R. vernachlässigt. An dieser Stelle sind bereits wesentliche Merkmale bzw. Eingangswerte einbezogen und eine Vielzahl unwesentlicher Aspekte ausgeschlossen.

Die Modellbildung ist aber noch nicht vollständig. Es wird das Konzept der resultierenden Schnittkräfte – Biegemoment, Normalkraft und Querkraft – einbezogen. Diese sind abstrakt und im Wortsinne in keiner Weise anschaulich, aber als Ergebniswerte außerordentlich zielführend. Weiterhin das Konzept der Deformation – Krümmung, Dehnung und Scherwinkel mit Bezug zur Verformung von Systemachsen. Schließlich werden Eingangs- und Ergebniswerte mittelbar oder unmittelbar durch ein System von Differentialgleichungen für Gleichgewicht, kinematische Verträglichkeit und Schnittkraft-Defor-

mations-Beziehungen verknüpft. Die Berechnung dieses Gleichungssystems liefert nach Vorgabe von Zahlenwerten für die Eingangswerte eine Prognose für die Zahlenwerte von Verformungen, Deformationen und Schnittkräften. Im Wortsinne anschaulich und von praktischer Bedeutung sind hiervon eigentlich nur die Verformungen. Alle anderen Ergebniswerte stellen letztendlich nur abstrakte Hilfsgrößen dar.

Das Modell des Balkens ist an die Annahme geknüpft, dass seine Querschnitte bei einer Verformung eben bleiben. Diese Annahme ist eine Näherung, die mit zunehmendem Verhältnis der Querschnittshöhe h zur Spannweite L immer weniger zutrifft. Es ergeben sich zunehmend Verwölbungen des Querschnitts, siehe Bild 1. Um dies zu erfassen, ist die Scheibentheorie besonders geeignet. Ein solches Modell ist aber mathematisch

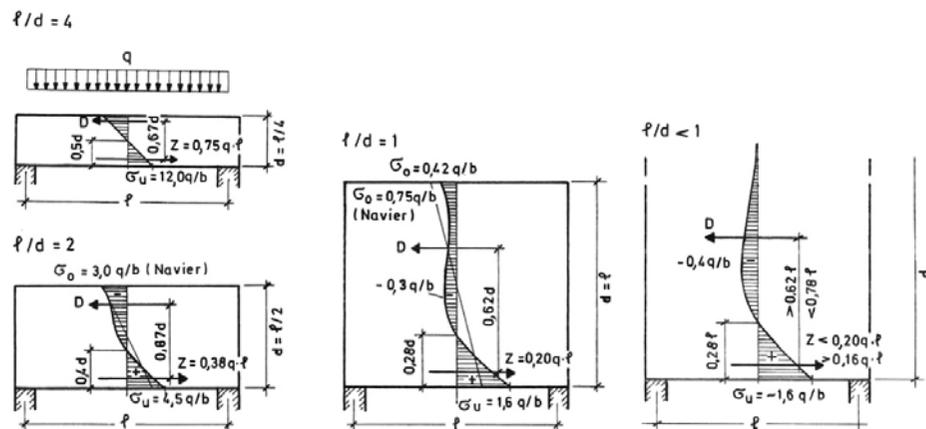


Bild 1 Längsspannungen in Abhängigkeit vom Verhältnis h/L , aus [1]

wesentlich aufwändiger als dasjenige des Balkenmodells. Dabei ist für einen geringen Zuwachs an Prognosegüte bzw. Genauigkeit der zusätzliche Aufwand unverhältnismäßig groß, wenn das Verhältnis h/L in Abhängigkeit vom statischen System gewisse Werte nicht überschreitet. Damit ist das Balkenmodell in solchen Fällen, obwohl ungenauer und in einzelnen Punkten in sich widersprüchlich, wesentlich zweckmäßiger und der Ingenieurpraxis völlig angemessen.

Dessen ungeachtet stellt sich auch praktisch die Frage nach der Abgrenzung zwischen einem Balken und z. B. dem wandartigen Träger. Hinweise geben dazu beispielsweise [1] und [2]. Es verbleiben damit auch in der Baupraxis viele Fälle, für die ein Balkenmodell nicht mehr angemessen ist. Somit ist die Frage nach der Wahl des zweckmäßigen Modells für den wandartigen Träger in keiner Weise eingegrenzt. Im Gegenteil führt der Ausschluss des Balkenmodells zur Wahlmöglichkeit zwischen

einer Reihe von Alternativen der Modellbildung. Beim Vergleich ist wiederum zwischen Güte bzw. Genauigkeit und Aufwand abzuwägen. Dies soll im Folgenden an einem Beispiel illustriert werden.

2 Problemstellung und linear elastische Lösung

Es wird ein wandartiger Stahlbetonträger nach [3] betrachtet, siehe Bild 2. Der Träger erhält an seiner Oberkante neben einer moderaten Streckenlast eine hohe konzentrierte Last, hat eine größere Aussparung, ist an seiner rechten Seite über der gesamten Höhe unnachgiebig und an der linken Seite an der Unterkante horizontal verschieblich gelagert.

Das Modell des Biegebalkens ist hier offensichtlich nicht mehr anwendbar. Zur genaueren Analyse verbleibt das Scheibenmodell. Es bietet eine Reihe von Variationsmöglichkeiten, die in den folgenden Abschnitten näher beschrieben werden. In jedem Falle ist es zweckmäßig, zunächst ein linear elastisches Materialverhalten anzunehmen. Dies erfordert den minimalen Satz von Materialparametern mit dem Elastizitätsmodul und der Querdehnzahl. Als Betongüte wird ein C40 nach [4] gewählt. Dessen anfänglicher E-Modul wird als E-Modul der Problemstellung angenommen, die Querdehnzahl kann als fester Wert gewählt werden. Die gegebene Geometrie, die Randbedingungen und die Belastung schließen die geschlossene analytische Lösung der partiellen Differentialgleichung des

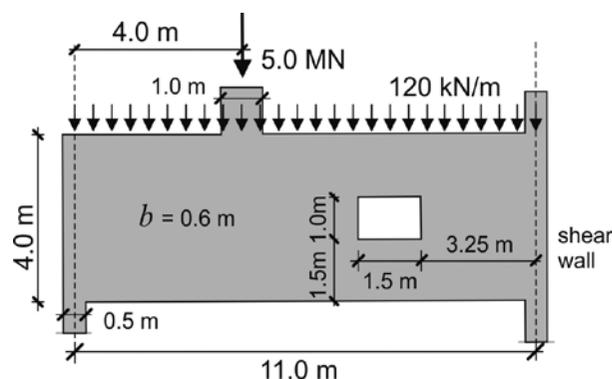


Bild 2
Beispiel wandartiger
Träger, nach [3]

Scheibenproblems aus. Für linear elastische Problemstellungen lässt sich aber – ausgeschlossen sind Singularitäten – die Lösung zuverlässig mit der FEM ermitteln [5]. Die für das Folgende durchgehend gewählte Diskretisierung mit 4-Knoten-Scheibenelementen mit Verschiebungsansatz zeigt das Bild 3. Die Diskretisierung ist relativ grob, Konvergenzbetrachtungen ergeben aber kein wesentlich abweichendes Bild der Ergebnisse bei feineren Diskretisierungen. Für die Einleitung der konzentrierten Last und die Auflagerreaktion links unten werden gesonderte Elemente angeordnet. Dies erweist sich als zweckmäßig im Hinblick auf die nachfolgenden nichtlinearen Berechnungen.

Das Bild 4 zeigt die mit dem linear elastischen Ansatz ermittelten Hauptspannungen. Es zeigt sich ein Druckgewölbe, welches auf der Unterseite durch ein Zugfeld zusammengehalten wird. Weiterhin wird das Gewölbe auf der rechten Oberseite durch ein weiteres Zugfeld zurückgehängt. Die rechte Druckstrebe spaltet sich infolge der Aussparung auf. Durch lokale Kräfteumlenkungen spreizen sich die linke obere und rechte untere Ecke der Aussparung auf, die linke untere und rechte obere Ecke werden dagegen gestaucht.

3 Stabwerkmodell

Der Verlauf der Hauptspannungen charakterisiert das Tragverhalten: welche Bereiche stehen in welcher Richtung überwiegend unter Druck, welche

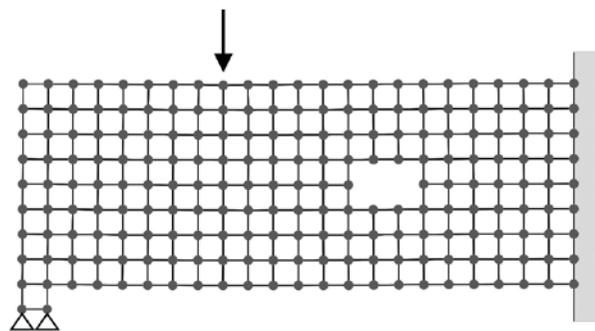


Bild 3
FE-Diskretisierung des wandartigen Trägers

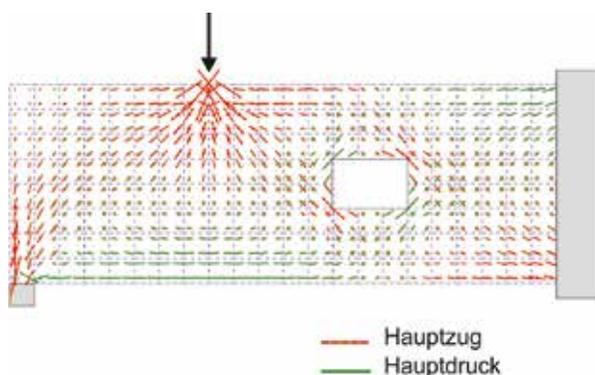


Bild 4
Hauptspannungen im wandartigen Träger bei linear elastischer Berechnung

Bereiche in welcher Richtung überwiegend unter Zug. Hinzu kommen Bereiche mit kombinierter Beanspruchung. Das Stabwerkmodell setzt entsprechende Druck- und Zugstreben [6]. Abgesehen von einfachen Fällen ist die Festlegung der Geometrie eines Stabwerkmodells aufgrund des Hauptspannungsverlaufs nicht zwingend, es bestehen häufig Variationsmöglichkeiten. Im vorliegenden Fall wird das Modell nach [3] gewählt, sie-

Bild 5
Stabwerkmodell des wandartigen Trägers nach [3]

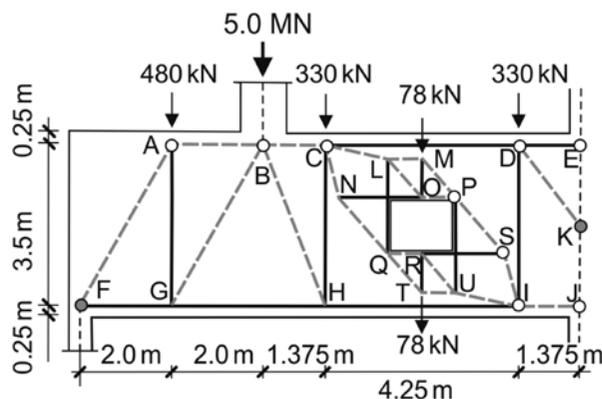


Bild 6
Stabkräfte des Stabwerkmodells des wandartigen Trägers

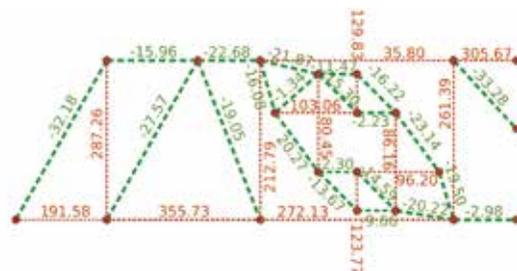
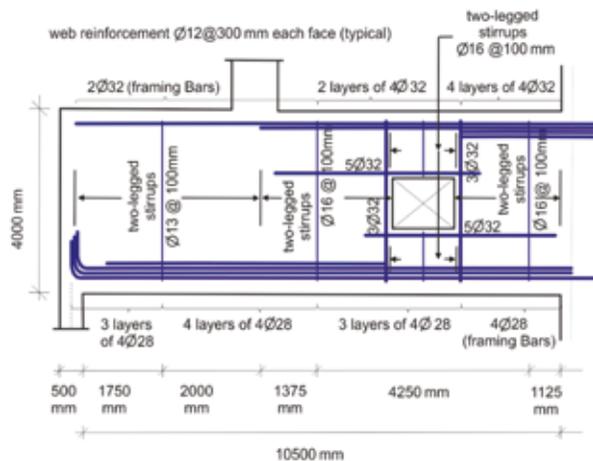


Bild 7
Bewehrung des wandartigen Trägers



he Bild 5. Es handelt sich um ein einfach statisch unbestimmtes System, damit wären die Stabkräfte von den Stabsteifigkeiten abhängig. Im vorliegenden Fall ist der Einfluss aber sehr gering. Plausible Annahmen zu den Stabeigenschaften liefern die Stabspannungen nach Bild 6. Danach ist die Tragfähigkeit des wandartigen Trägers gesichert. Die Spannungen von Druck- und Zugstreben liegen im Rahmen der Festigkeiten von konventionellem Beton und von Betonstahl. Hinsichtlich der Konstruktion der Bewehrung ist zu beachten, dass einzelne Zugstreben, insbesondere vertikale Zugstreben abseits der Umfassung der Aussparung, in eine Reihe von Bewehrungsstäben bzw. Bügel mit äquivalentem Querschnitt zerlegt werden. Die entsprechende Bewehrungskonstruktion nach [3] zeigt das Bild 7.

Nach den bereits erwähnten Kriterien ist mit dem Stabwerkmodell ein zweckmäßiges Modell gegeben. Zum einen ist es einfach und erfordert nur einen geringen Aufwand. Zum anderen soll ein bekannter Satz der Plastizitätstheorie herangezogen werden: ein Modell, in dem innere und äußere Kräfte im Gleichgewicht stehen und in dem Kräfte bzw. Spannungen die Materialfestigkeit an keiner Stelle überschreiten, liefert einen unteren Grenzwert der Tragfähigkeit des realen Tragwerks. Das Stabwerkmodell ist zum anderen also auch sicher, sofern eine gewisse Duktilität gewährleistet ist. Damit können alle weiteren Überlegungen aus der Sicht praktischer Erwägungen entfallen.

Das Thema soll trotzdem weiterverfolgt werden. So lässt der erwähnte Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie die kinematische Verträglichkeit der Tragwerksverformungen außer Acht. Die Sicherstellung der Duktilität beruht somit auf erfahrungsgestützten Konstruktionsregeln. Es kann somit nicht ausgeschlossen werden, dass der Grenzzustand des Tragwerks – in dem mindestens an einer Stelle die Materialfestigkeit ausgenutzt wird – nur mit erheblichen Rissbildungen erreicht wird. Zudem sind für die gebräuchlichen statisch bestimmten Stabwerkmodelle keine Umlagerungsmöglichkeiten innerer Kräfte darstellbar. Damit können die Tragfähigkeitsreserven innerlich hochgradig statisch unbestimmter Flächentragwerke mit solchen Modellen nicht erschlossen werden. Die tatsächliche Tragfähigkeit liegt also i. d. R. über derjenigen, wie sie mit Stabwerkmodellen bestimmt wird. Letztendlich wird überbemessen und Materialressourcen werden nicht, wie es heißt, nachhaltig eingesetzt.

4 Bemessung auf der Grundlage der linear elastischen Lösung

Die linear elastische Lösung liefert für eine repräsentative Zahl von Stellen des wandartigen Trägers die Spannungswerte, z. B. in Form von Hauptspannungen, siehe Bild 4. Der berechnete Spannungszustand kann lokal als Einwirkung mit drei Komponenten – drei Spannungskomponenten oder zwei Hauptspannungskomponenten und ein

Orientierungswinkel – aufgefasst werden. Dem kann lokal ein Widerstand in Form eines z. B. orthogonalen Bewehrungsnetzes und einer flächenhaften Betondruckstrebe entgegengesetzt werden. Das Widerstandsmodell umfasst an variablen Größen die Bewehrungsspannungen in den beiden Richtungen sowie die Spannung und die Orientierung der Betondruckstrebe. Die vier widerstehenden Komponenten können so gewählt werden, dass im Hinblick auf die einwirkenden Komponenten Gleichgewicht besteht. Hierbei ist eine widerstehende Komponente frei wählbar. Das Grundkonzept entspricht der *Compression Field Theory* [7]. Weiterhin besteht eine Analogie zur Schubbemessung bei Biegebalken, bei der die Orientierung der Betondruckstrebe vorab gewählt wird, um dann das Gleichgewicht zwischen gegebener Querkraft, Betondruckstrebenkraft, Bügelkraft sowie den Längskräften herzustellen.

Wird nun für die Bewehrungsspannung die Stahlfestigkeit gewählt, so können der erforderliche bezogene Bewehrungsgrad sowie die Spannung in der Betondruckstrebe in Abhängigkeit vom einwirkenden Spannungszustand und der Orientierung der Betondruckstrebe bestimmt werden. Die Minimierung des Bewehrungsgehalts führt bei einem orthogonalen Bewehrungsnetz auf eine Druckstrebenorientierung von 45° oder 135° , je nach Vorzeichen der Schubspannung [8]. Dieser Bemessungsansatz ist zunächst lokal, d. h. an einen lokalen Spannungszustand gebunden, führt dann

in der Gesamtschau zur erforderlichen Bewehrung für den Träger. Unter der Voraussetzung, dass die berechnete Spannung in der Betondruckstrebe die Betondruckfestigkeit nicht überschreitet, genügt die so erfolgte Bemessung den Bedingungen des erwähnten Grenzwertsatzes der Plastizität: der Spannungszustand ist im Hinblick auf die einwirkenden Lasten ein Gleichgewichtszustand und überschreitet nicht die Materialfestigkeit. Damit stellen die einwirkenden Lasten einen unteren Grenzwert der tatsächlichen Tragfähigkeit dar.

Die kinematische Verträglichkeit der dem Spannungszustand zuzuordnenden Verformungen bleibt wiederum unbeachtet. Dies entspricht dem Sachverhalt, dass auf der Widerstandsseite eine Komponente frei wählbar ist. Auch hier führt der skizzierte Ansatz i. d. R. zu einer Überbemessung. Die erheblichen Tragfähigkeitsreserven von Flächentragwerken infolge Spannungsumlagerungen bleiben auch hier unberücksichtigt.

5 Nichtlineare Modelle

5.1 Grundlagen

Die vorherigen Bemessungsmodelle beruhen auf linear elastischen Lösungen des Tragverhaltens. Die Bemessungsmodelle selbst beziehen aber lokal ein nichtlineares Materialverhalten – z. B. die beschränkte Zugfestigkeit des Betons und seine Rissbildung – in die Bemessung mit ein. Diese Methodenmischung ist nicht nur für die skizzierten Fäl-

le gebräuchlich, sondern wird allgemein praktiziert. Man betrachte z. B. Durchlaufträger und Rahmen aus Stahlbeton. Die statischen Berechnungen dazu beruhen i. d. R. auf der Annahme linear elastischen Verhaltens. Die Querschnittsbemessung setzt dagegen nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Beton und Bewehrungsstahl voraus. Allerdings dürfte das daraus resultierende Phänomen der Überbemessung bei Balken weniger ausgeprägt sein als bei Flächentragwerken.

Die Einschätzung der tatsächlichen Tragfähigkeit von Strukturen unter Berücksichtigung ihrer Grenzzustände erfordert grundsätzlich die Berücksichtigung von

- Gleichgewicht,
- nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen,
- kinematischer Verträglichkeit.

Die im Weiteren diskutierten Modelle werden mittels der Finite-Elemente-Methode (FEM) gelöst. Dies gründet auf der Diskretisierung von Verschiebungsfeldern mit den Knotenverschiebungen als Unbekannten. Als Beispiel der Diskretisierung siehe Bild 3. Damit ist die kinematische Verträglichkeit bereits im Ansatz gegeben. Das Gleichgewicht zwischen innerem Spannungszustand und äußeren Einwirkungen wird mit der FEM bekanntlich

in einem integralen Sinn erfüllt. Die Verbindung zwischen Spannungszustand und Verschiebungsfeldern wird schließlich durch Spannungs-Dehnungs-Beziehungen hergestellt.

Im vorliegenden Fall des wandartigen Trägers ist zu beachten, dass ein Verbundmaterial aus Bewehrung und Beton vorliegt. Für das orthogonale Bewehrungsnetz kann ein orthotropes Materialverhalten mit jeweils verschwindender Schubsteifigkeit und Querdehnzahl angenommen werden. In jeder der beiden Richtungen wird ein einaxiales elastoplastisches Verhalten mit den Kennwerten für Stahl angenommen. Dabei wird das Bewehrungsnetz verschmiert und liegt im Modell als spezielles „Blech“ vor. Der Bewehrungsgehalt wird durch die Blechdicke bestimmt. Der Bewehrungskomponente wird die Betonkomponente mit eigenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen überlagert, was im Rahmen der FE-Methodik, die hier auf einer Integration über Flächen beruht, ohne weiteres möglich ist. Zur Vereinfachung werden ein starrer Verbund und damit dasselbe Verschiebungsfeld für Beton und Bewehrung angenommen.

Mit diesen Festlegungen ist die Modellierung im Wesentlichen unstrittig. Alternativen ergeben sich mit der genauen Festlegung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton. Dazu sollen im Folgenden Alternativen betrachtet werden.

5.2 Ein Betonmodell mit beschränkter Zugfestigkeit

Zunächst wird ein linear elastisches Betonmodell mit beschränkter Zugfestigkeit betrachtet, wobei ein ebener Spannungszustand gegeben ist. Damit ist ein entsprechender Grenzzustand für die Zugfestigkeit zu definieren. Es wird das Kriterium nach Rankine gewählt, d. h. Zugversagen tritt auf, wenn eine Hauptspannung die Zugfestigkeit erreicht. Die Prüfung im Hinblick auf dieses Kriterium erfolgt für alle Integrationspunkte der FE-Diskretisierung. Mit der Rissentstehung wird eine Entfestigung mit abnehmenden Spannungen und zunehmenden Dehnungen angenommen. Dies wird mit einem verschmierten Rissmodell abgebildet [9]. Dabei werden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen durch Beziehungen zwischen Rissbreiten und rissüberbrückenden Spannungen ersetzt. Es liegt das Konzept des fiktiven Risses (*fictitious crack*) zugrunde [10], eine erhebliche aber unumgängliche Vereinfachung der komplexen Vorgänge bei der Rissbildung, siehe Bild 8. Die Orientierung des Rissufers wird rechtwinklig zur risserzeugenden Hauptspannung angenommen.

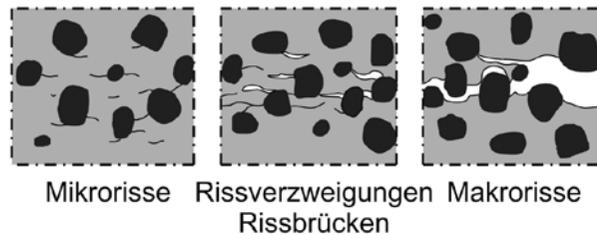
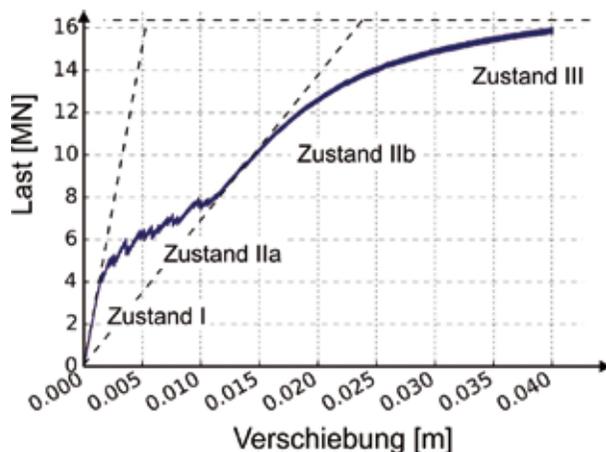


Bild 8
Phasen der Rissbildung
in mesoskopischer
Sicht

Bild 9
 Modell mit beschränkter Betonzugfestigkeit:
 Last-Verformungs-Diagramm des wandartigen Trägers



Das Konzept des fiktiven Risses impliziert auch eine Regularisierung [11], d. h. die grundsätzliche Netzabhängigkeit der Ergebnisse von der Feinheit der Diskretisierung bei Entfestigung ist vermieden. Weiterhin wird das Konzept des mitgedrehten Risses (*rotating crack*) verwendet, wobei sich die Rissorientierung mit der Orientierung der Hauptspannungen verändert.

Die Vor- und Nachteile des *rotating crack* gegenüber dem *fixed crack* können in der Kürze nicht weiter erörtert werden, für einen Einstieg sei auf [12] verwiesen. Mit diesem Rissmodell ergibt sich auch eine belastungsinduzierte Anisotropie, da die Tragfähigkeit parallel zum Riss im Modell nicht beeinträchtigt ist, solange die zweite Hauptspannung die Zugfestigkeit nicht erreicht. Erreicht sie die Zugfestigkeit, so tritt rechtwinklig zum ersten

ein zweiter Riss auf, der entsprechend wie der erste behandelt wird. Insgesamt deutet sich an, dass das vordergründig einfache Modell „linear elastisches Verhalten mit beschränkter Zugfestigkeit“ eine nicht unerhebliche Komplexität aufweist. Die Ergebnisse der Anwendung auf das Beispiel des wandartigen Trägers werden im Folgenden beschrieben.

Das Bild 9 zeigt das Last-Verformungs-Diagramm für die konzentrierte Einzellast. Die Bewehrung wird entsprechend einer Bemessung nach Abschnitt 4 gewählt. Dabei erfolgt zur Vereinfachung keine Bewehrungsstaffelung, d. h. die Stelle mit dem größten Bewehrungsbedarf ist im Wesentlichen durchgehend für den Bewehrungsgehalt maßgebend. Die Simulation selbst erfolgt mit verformungsgesteuerter inkrementeller Belastung. Im Grundsatz zeigt sich typisches Stahlbetonverhalten. Zunächst der Zustand I mit linearem Verlauf. Es folgt der Zustand IIa mit zunehmender Rissbildung. Die Sägezahncharakteristik ergibt sich aus der sequentiellen Rissbildung: Mit dem Auftreten eines Risses in einem Integrationspunkt der FE-Diskretisierung verliert das System an Steifigkeit und mit vorgegebener Verschiebung verringert sich die Reaktionskraft. Es folgt der Zustand IIb der abgeschlossenen Rissbildung. Dabei nimmt die Steifigkeit des Systems gegenüber dem Zustand der zunehmenden Rissbildung wieder deutlich zu. Schließlich ergibt sich der Zustand III mit dem Fließen der Bewehrung und dem allmählichen Erreichen der Traglast.

Der Übergang zwischen den verschiedenen Zuständen erfolgt aufgrund der Vielzahl der Risse und der großflächigen Bewehrungsbereiche nicht abrupt sondern allmählich. Bemerkenswert ist, dass die in der Simulation erreichte Traglast diejenige, die als Entwurfslast für die Bemessung der Bewehrung – ohne Berücksichtigung von Sicherheitsfaktoren – entsprechend Abschnitt 4 angenommen wurde, um ca. den Faktor 3 überschreitet.

Neben der Belastungsgeschichte einer einzelnen Stelle soll der gesamte Träger im zuletzt berechneten Zeitpunkt betrachtet werden. Bild 10 zeigt die Hauptspannungen der Betonkomponente. Insgesamt zeigt sich ein Druckgewölbe mit überwiegenden Druckspannungen und geringen Zugspannungen. Vereinzelt liegen die berechneten Hauptzugspannungen über der nominellen Zugfestigkeit, dies ist auf speziellen Ansatz der Gleichgewichtsiteration für dieses Modell zurückzuführen. Ausgeprägter sind große Hauptdruckspannungen. Sie ergeben sich, weil das Betonmodell zwar eine begrenzte Zugfestigkeit und damit eine Begrenzung der Zugspannungen vorgibt, aber keine Begrenzung der Druckspannungen. Was in Erweiterung des linear elastischen Ansatzes mit einem Rissmodell im Zugbereich darstellbar ist, führt im Druckbereich zu konzeptionellen Schwierigkeiten und ist deshalb hier nicht analog erfasst. Mit den deutlich zu großen Druckspannungen ergibt sich vermutlich auch eine deutliche Überschätzung der Traglast, wie sie sich aus dem Last-Verformungs-Diagramm ergibt.

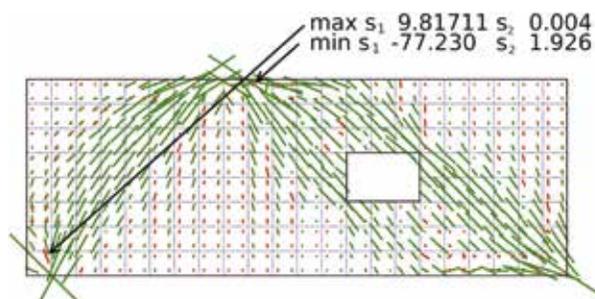


Bild 10
Modell mit beschränkter Betonzugfestigkeit:
Hauptspannungen
[MN/m²] der Betonkomponente

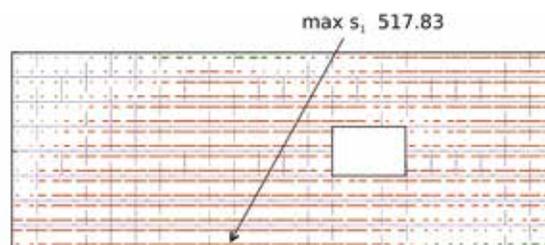


Bild 11
Modell mit beschränkter Betonzugfestigkeit:
Bewehrungsspannungen [MN/m²] horizontal

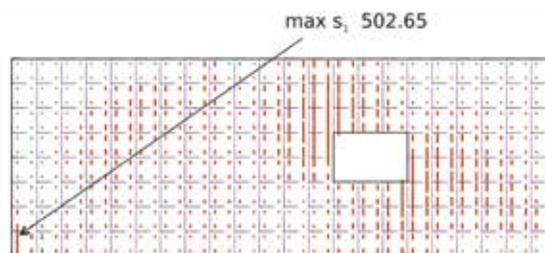


Bild 12
Modell mit beschränkter Betonzugfestigkeit:
Bewehrungsspannungen [MN/m²] vertikal

Dazu soll zur Vervollständigung das Bewehrungsverhalten betrachtet werden. Das Bild 11 zeigt die Spannungen der horizontalen Bewehrungskomponente. Es ergeben sich zwei großflächige Zug-

felder. Zum einen wird an der Unterseite das verschiebbliche linke Auflager mit dem unnachgiebigen rechten Auflager verbunden, zum anderen wird die Oberkante in die rechte Seite zurückgehängt. Hinzu kommt, dass die linke untere und rechte obere Ecke der Aussparung durch kleinere Zugfelder zusammengehalten werden. Dies geschieht im Zusammenwirken mit der vertikalen Bewehrungskomponente, deren Spannungen im Bild 12 gezeigt sind. Beide Bewehrungskomponenten überschreiten in weiten Bereichen die angenommene Fließgrenze von 500 MPa. Dazu ist im Modell eine geringe Verfestigung im Materialmodell des Bewehrungsstahls vorgesehen.

5.3 Ein Betonmodell mit isotroper Schädigung

Neben der beschränkten Zugfestigkeit des Betons ist auch seine beschränkte Druckfestigkeit zu berücksichtigen. Für den hier betrachteten ebenen Spannungszustand liegt die bekannte Grenzbedingung nach [13] vor, siehe Bild 13. Daneben ist wiederum das mehraxiale Spannungs-Dehnungs-Verhalten zu beschreiben. Die Grenzbedingung der Festigkeit sollte sich automatisch aus den nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen ergeben. Dies wird durch nichtlineare Konzepte wie Schädigung und Plastizität erreicht [8], [14], [15]. Diese werden generell als dreiaxiale Gesetzmäßigkeiten formuliert, der ein- und zweiaxiale Zustand ergeben sich als Sonderfälle. Hier soll das Schädigungskonzept einbezogen werden, als Beispiel entsprechenden einaxialen Verhaltens siehe Bild 14. Typisch ist das Entfestigungsverhalten mit abnehmenden Spannungen bei zunehmenden Dehnungen nach Erreichen eines maximalen Spannungswertes bzw. der Festigkeit. Risse werden i. d. R. nicht explizit dargestellt. Sie ergeben sich im Zugbereich als verschmierte Risse mit dem Spannungsabfall auf Null. Dazu bestehen verschiedene Regularisierungsansätze [11], [16].

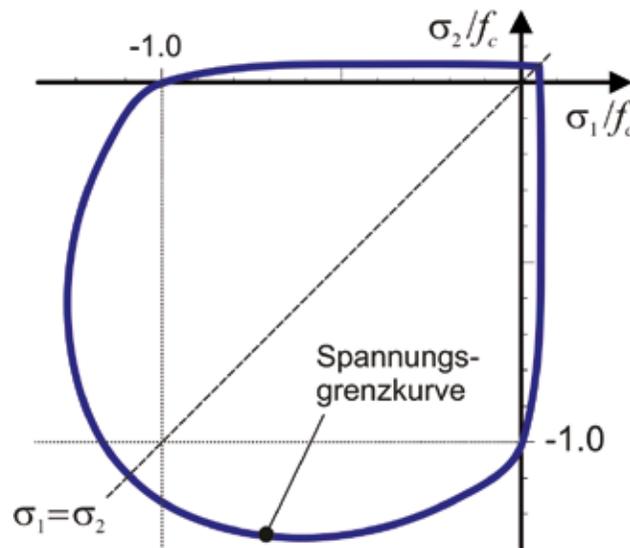


Bild 13
Zweiaxiale Grenzbedingung der Betonfestigkeit nach [13]

Ein erster Ansatz besteht mit der isotropen Schädigung, die sich relativ einfach formulieren lässt. Isotrop bedeutet, dass z. B. nach einer einaxialen Beanspruchung mit großer Schädigung und

geringer Resttragfähigkeit die Resttragfähigkeit in der unbelasteten Querrichtung in gleicher Weise vermindert ist. Damit kann die bereits erwähnte belastungsinduzierte Anisotropie nicht dargestellt werden: wird eine Stelle weit in den Entfestigungsbereich hinein auf Zug beansprucht, so kann nach diesem Modell in der Querrichtung entsprechend wenig Druck aufgenommen werden. Die Formulierung anisotroper Schädigungsmodelle ist erfahrungsgemäß komplex. Dies gilt entsprechend für anisotrope Plastizitätsmodelle. Gebräuchlich sind daher isotrope Modelle. Hier wird das Schädigungsmodell nach [17] verwendet. Für die Regularisierung und als Iterationshilfe wird der Ansatz nach [18] verfolgt.

Gegenüber dem vorherigen Modell des wandartigen Trägers erfolgt einzig der Austausch der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Betonkomponente. Ansonsten erfolgt die Berechnung in gleicher Weise. So zeigt das Bild 15 das Last-Verformungs-Diagramm der konzentrierten Einzellast. Nach wie vor zeigt sich die Sägezahncharakteristik infolge Steifigkeitsverlusts durch Rissbildung. Der Vergleich mit Bild 9 zeigt, dass die Rissbildung etwa bei derselben Last einsetzt. Dagegen ergibt sich kein Zustand abgeschlossener Rissbildung, Der Träger geht nach dieser Rechnung insgesamt in eine Entfestigung mit abnehmender Reaktionskraft bei zunehmender Verformung über. Immerhin liegt die erreichte Maximallast noch deutlich über der Entwurfslast für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

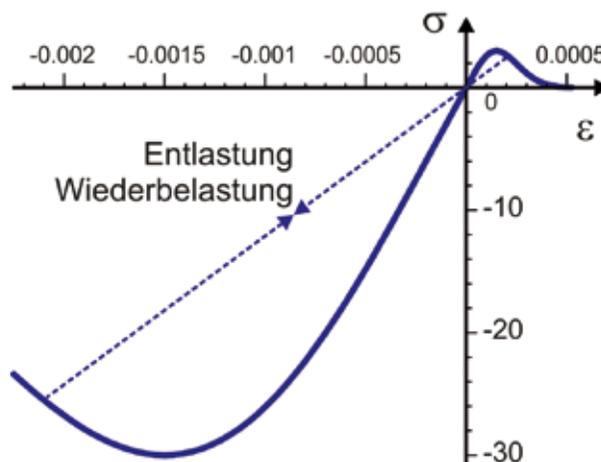


Bild 14
Einaxiale Spannungs-
Dehnungs-Beziehungen
mit Schädigungsansatz

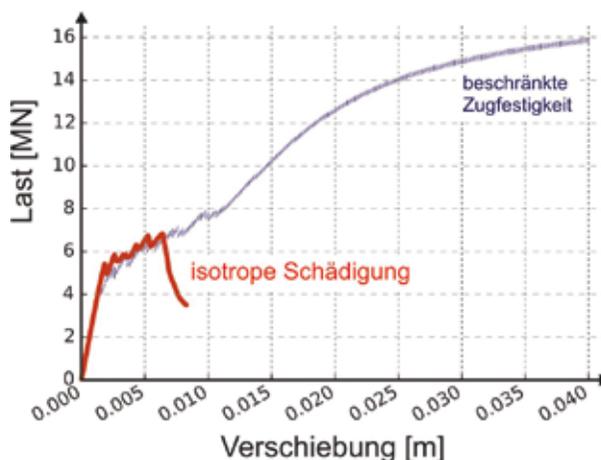
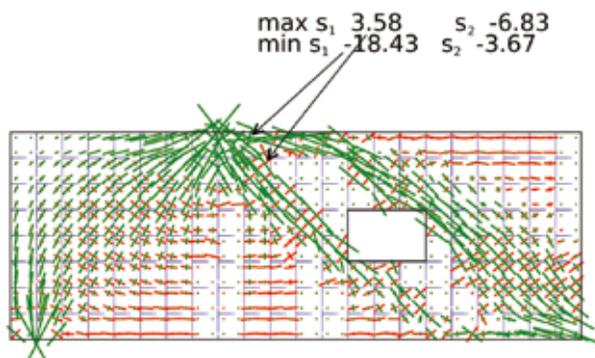


Bild 15
Betonmodell mit isotroper
Schädigung: Last-
Verformungs-Diagramm
des wandartigen
Trägers

Das Bild 16 zeigt die berechneten Betonspannungen im Zeitpunkt der maximalen Last. Die zweiaxiale Spannungsgrenzbedingung nach Bild 13 ist eingehalten. Es bildet sich wiederum ein Druck-

Bild 16
 Betonmodell mit isotroper Schädigung: Hauptspannungen [MN/m²] der Betonkomponente



gewölbe, wobei aber im unterschiedlich zu Bild 10 vermehrt kombinierte Hauptspannungskombinationen mit Druck und Zug auftreten. Die spannungsfreien Bänder ausgehend von der Unterkante Feldmitte und der Oberkante rechts entsprechen einer weitgehenden Rissbildung. Das Versagen tritt bei diesem Modell durch zunehmendes Abscheren an der rechten Seite und damit einhergehender Einschnürung der unteren rechten Betondruckzone auf. Dabei erreicht die Bewehrung an keiner Stelle den Fließzustand. Dessen ungeachtet schert der Träger letztendlich entlang der rechten Kante vollständig ab, was mit einer weitgehenden Reduktion der Reaktionskraft verbunden ist.

Während das Betonmodell mit beschränkter Zugfestigkeit offensichtlich zu einer Überschätzung der Traglast führt, ergibt das isotrope Schädigungsmodell vermutlich eine zu geringe Einschätzung. Als Ursache deutet sich die Vernachlässigung der belastungsindizierten Anisotropie an.

5.4 Ein Microplane-Modell für Beton

Die methodisch einfachste Möglichkeit zur Berücksichtigung der belastungsinduzierten Anisotropie besteht mit dem Microplane-Modell [19], [20]. In der gebräuchlichen Version wird in einem Materialpunkt ein tensorieller (doppelt indizierter) Dehnungszustand mit Bezug zu einer Ebene – definiert durch eine Normale bzw. Orientierung – in einen vektoriellen (einfach indizierten) Dehnungszustand überführt (*kinematic constraint*). Dem vektoriellen Dehnungszustand wird mit relativ einfachen Beziehungen – dazu können vereinfachte Formalismen von Plastizität und Schädigung verwendet werden – ein vektorieller Spannungszustand zugeordnet. Dies wird für alle Orientierungen, die geometrisch eine Einheitskugel aufspannen, durchgeführt. Schließlich wird die Gesamtheit aller Spannungsvektoren mit dem Prinzip der virtuellen Arbeit bzw. über integrales Gleichgewicht mittels Integration über die Einheitskugel in einen Spannungstensor mit doppelt indizierten Spannungskomponenten überführt. Praktisch wird die Einheitskugel durch einen Polyeder angenähert. Die Integration erfolgt damit über eine endliche Zahl von Dreiecksfacetten. Im Hinblick auf Anisotropie können die vektoriellen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in Abhängigkeit von der Ebenenorientierung oder auch von der Belastungsvorgeschichte der jeweiligen Ebene eingestellt werden. Bei der Übertragung auf doppelt indizierte Größen ergeben sich automatisch anisotrope Zusammenhänge.

Die Methode lässt sich problemlos kapseln, in gleicher Form wie sonst werden Dehnungen vorgegeben und zugehörige Spannungen bestimmt. Dies wird ähnlich der Version [21] für den wandartigen Träger wiederum auf die Betonkomponente angewendet. Die Regularisierung erfolgt wie bei der isotropen Schädigung. Das entsprechende Last-Verformungs-Diagramm der konzentrierten Einzellast ist im Bild 17 dargestellt. Die Rissbildung beginnt auf etwas geringerem Niveau wie in den Fällen vorher. Der Zustand zunehmender Rissbildung ist stark ausgeprägt, dagegen ist kein offensichtlicher Zustand abgeschlossener Rissbildung mit wieder zunehmender Steifigkeit erkennbar, vgl. Bild 9. Wiederum zeigt sich abruptes Versagen mit ausgeprägter Entfestigung, immerhin liegt die Traglast um ca. das Doppelte über der Entwurfslast für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Das Bild 18 zeigt wiederum die berechneten Betonspannungen nahe dem Zeitpunkt der maximalen Last. Wie vorher ergibt sich auch hier das Druckgewölbe mit kombinierten Hauptspannungskomponenten von Druck und Zug. Die zweiachsigale Festigkeitsbedingung entsprechend Bild 13 ist an allen Stellen eingehalten. Unterschiedlich zu Bild 16 ergeben sich die spannungsfreien Betonelemente, die sich i. d. R. im weitgehend geschädigten Zustand befinden, in flächiger Ausbreitung. Dies kann auf das höhere Lastniveau zurückgeführt werden. Das endgültige Versagen tritt auch mit diesem Materialmodell durch zunehmendes Abscheren des Trägers am rechten Rand ausgehend vom gezogenen oberen Rand und

durch Einschnürung der Betondruckzone rechts unten auf. Dabei erreicht auch hier die Bewehrung nicht die Fließgrenze.

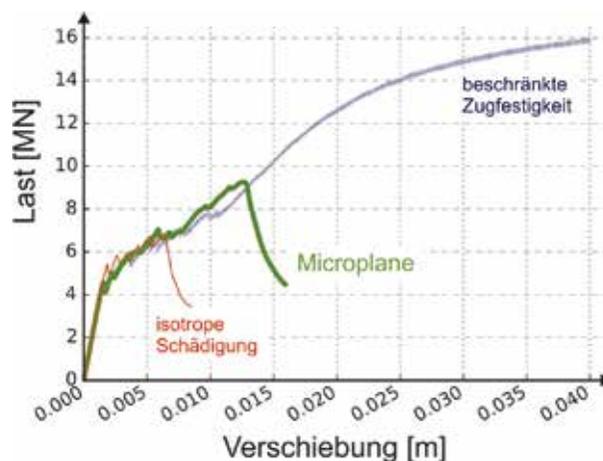


Bild 17
Microplane-Modell
für Beton: Last-Verformungs-Diagramm des wandartigen Trägers

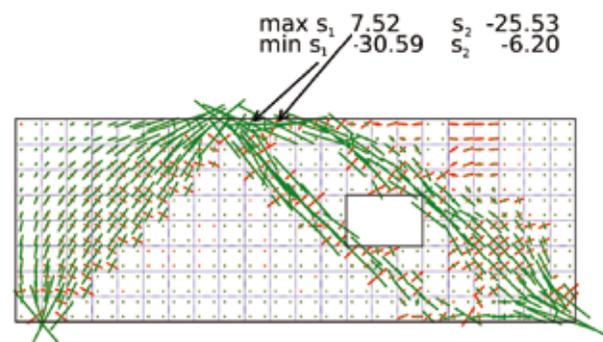


Bild 18
Microplane-Modell
für Beton: Hauptspannungen [MN/m²] der Betonkomponente

6 Zusammenfassung

Welches ist jetzt die richtige Lösung? Die Frage ist grundsätzlich nicht zu beantworten. Ungeachtet vom jeweiligen Rechenaufwand kann man fragen, welches die am besten zutreffende Lösung ist. Im Sinne des bereits erwähnten Grenzwertes der Plastizitätstheorie ergibt die Betonmodellierung mit dem Microplane-Modell eine untere Grenze der Traglast, da ein Gleichgewichtssystem vorliegt und die Grenzbedingungen der Materialfestigkeit eingehalten werden. Als Zugabe werden die kinematischen Verträglichkeitsbedingungen erfüllt, damit ergibt sich auch die Abschätzung der tatsächlich auftretenden Verformungen. Das Modell mit beschränkter Betonzugfestigkeit führt offensichtlich auf eine obere Grenze der Traglast, entsprechend der unteren Grenze für einen wesentlichen festeren Beton als C40. Damit bleibt eine erhebliche Spannbreite offen. Dass sich die tatsächliche Lösung nahe der unteren Grenze befindet, erscheint fraglich. Der Bewehrungsgehalt des Systems ist nicht übermäßig groß und man erwartet doch, dass die Fließgrenze der Bewehrung erreicht wird. Dies sollte wiederum mit höheren Lasten und einem duktilen Tragwerksverhalten verbunden sein.

Es gibt also einerseits noch Raum für eine verbesserte Modellbildung – diese existiert vielleicht schon, ohne dass der Autor sie identifiziert hat –, andererseits würde ein realer Versuch am wandartigen Träger vermutlich mehr Klarheit in die Vielfalt der Vermutun-

gen bringen. Dies ist leider mit der Zumutung eines erheblichen Aufwandes verbunden, sofern überhaupt Pressen im Bereich deutlich > 10 MN zur Verfügung stehen. Dessen ungeachtet sei eine letzte Vermutung erlaubt: Die konventionelle Bemessung von Flächen-tragwerken auf der Grundlage der Elastizitätstheorie führt zu erheblichen Sicherheitsreserven, oder – in anderer Sichtweise – die konventionelle Bemessung nutzt die potentiellen Ressourcen der Bauweise, wie man sagt, nicht nachhaltig aus.

Literatur

- [1] Leonhardt, F.; Mönning, E.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 2: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. 3. völlig Neubearb. u. erw. Aufl., Berlin Heidelberg: Springer, 1986
- [2] DAFStb (Hrsg.): Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen. In: Schriftenreihe des DAFStb, Heft 240, Berlin: Ernst & Sohn, 1991
- [3] CEB-FIP (Ed.): Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures. Lausanne: International Federation for Structural Concrete FIB, 2008
- [4] CEB-FIP (Ed.): Model Code for Concrete Structures 2010. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (FIB), 2012
- [5] Kemmler, R.; Ramm, E.: Modellierung mit der Methode der Finiten Elemente. In: Eibl, J. (Hrsg.): Betonkalender 2001, Bd. II, Berlin: Ernst & Sohn, 2001, 143–208

- [6] Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. In: Eibl, J. (Hrsg.): Betonkalender 2001, Bd. II, Berlin: Ernst & Sohn, 2001, 311–492
- [7] Vecchio, F.; Collins, M.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal* 83 (1986), 219–231
- [8] Häussler-Combe, U.: *Computational Methods for Reinforced Concrete Structures*. Berlin: Ernst & Sohn, 2014
- [9] Bažant, Z. P.; Oh, B. H.: Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and Structures* 16 (1983), 155–177
- [10] Hillerborg, A.: Numerical methods to simulate softening and fracture of concrete. In: Sih, G. C.; DiTommaso, A. (Eds.): *Fracture mechanics of concrete: Structural application and numerical calculation*, New York: Springer, 1985, 141–170
- [11] Häussler-Combe, U.: Zur Verwendung von Stoffgesetzen mit Entfestigung in numerischen Rechenverfahren. *Bauingenieur* 82 (2007) 6, 286–298
- [12] Willam, K.; Pramono, E.; Sture, S.: Fundamental issues of smeared crack models. In: Shah, S. P.; Swartz, S. E. (Eds.): *Fracture of concrete and rock*, New York: Springer, 1989, 142–157
- [13] Kupfer, H.; Hilsdorf, H.: Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. *ACI Journal* 66 (1969), 656–666
- [14] Jirásek, M.; Bažant, Z. P.: *Inelastic Analysis of Structures*. New York: John Wiley & Sons, 2001
- [15] Lemaitre, J.; Desmorat, R.: *Engineering Damage Mechanics*. Berlin: Springer, 2005
- [16] Jirásek, M.: Nonlocal models for damage and fracture: comparison of approaches. *International Journal of Solids and Structures* 35 (1998), 4133–4155
- [17] Häussler-Combe, U.; Hartig, J.: Formulation and numerical implementation of a constitutive law for concrete. *International Journal of Non-Linear Mechanics* 43 (2008) 5, 399–415
- [18] Needleman, A.: Material Rate Dependence and Mesh Sensitivity in Localization Problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 67 (1988) 69–85
- [19] Bažant, Z.; Prat, P.: Microplane Model for Brittle Plastic Material: I. Theory, II. Verification. *Journal of Engineering Mechanics* 114 (1988), 1672–1702
- [20] Ožbolt, J.; Li, Y.; Kozar, I.: Microplane Model for Concrete with Relaxed Kinematic Constraint. *International Journal of Solids and Structures* 38 (2001), 2683–2711
- [21] Leukart, M.; Ramm, E.: Identification and Interpretation of Microplane Material Laws. *Journal of Engineering Mechanics* 132 (2006), 295–305

Alle Grafiken wurden vom Autor erstellt, so weit nicht anders vermerkt.



Josef Hegger, Norbert Will, Rostislav Chudoba, Alexander Scholzen und Jan Bielak

Bemessungsmodelle für Bauteile aus Textilbeton

Das Autorenteam der RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger,
Dr.-Ing. Norbert Will,
Dr.-Ing. Rostislav Chudoba,
Dr.-Ing. Alexander Scholzen,
Jan Bielak M.Sc.

1 Einführung

Textilbewehrter Beton hat großes Potential bei der Herstellung von filigranen Tragstrukturen, (Curbach und Jesse [5]). Durch die nicht-korrosive Textilbewehrung aus alkaliresistentem Glas (AR-Glas) oder Carbon ist nur eine minimale Betondeckung notwendig. Die möglichen Anwendungsfelder für Textilbeton reichen von Fassadenplatten (Hegger et al. [11], Rempel et al. [23]), Sandwichelementen (Shams et al. [26]) und schlanken Fußgängerbrücken (Curbach et al. [3], Hegger et al. [12]) über Schalenkonstruktionen (Scholzen et al. [31], [32]), Bild 4, bis zu nachträglichen Verstärkungsmaßnahmen (Curbach et al. [4], Ehlig et al. [6], Weiland et al. [38]). In Abhängigkeit von den Anforderungen der jeweiligen Anwendung, der Herstellungstechnik oder den geometrischen Randbedingungen können die Materialeigenschaften des Komposits

in einer großen Bandbreite variiert werden. Maßgebend hierfür sind vor allem die Eigenschaften der verwendeten Textil-Tränkungs-Kombination sowie die Feinbetonmischung. Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über die wesentlichen Abhängigkeiten zwischen Materialeigenschaften, Anwendungsfeldern und verfügbaren Bemessungsansätzen.

Die Textilbewehrung, insbesondere die Art der Tränkung, hat einen wesentlichen Einfluss auf die Eigenschaften des Kompositmaterials und beeinflusst direkt die Wahl der möglichen Bemessungsmethode für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT). Im Abschnitt 2 werden derzeit verfügbare Textilien auf Basis ihres Materialverhaltens klassifiziert. In Abschnitt 3 werden Ansätze zur Bemessung von Textilbetonbauteilen zunächst am Beispiel eines einfachen Balken- und Plattenelements dis-



*Bild 1
Anwendungsbeispiel einer filigranen Textil-
betonkonstruktion ist die Fußgängerbrücke
Albstadt-Lautlingen (Foto: solidian)*



Bild 2
Anwendungsbeispiel
eines filigranen Textil-
betonbaus: hinterlüf-
tete Fassadenplatten,
Nimwegen
(Foto: Ben Vulkers,
LIAG Architecten)

kutiert. Im Anschluss wird ein allgemeinerer Ansatz zur Bemessung von Freiformschalen vorgestellt, der auch komplexere Geometrien, Belastungsszenarien und die Normalkraft-Momenten-Interaktion berücksichtigt. Anhand von zwei Beispielen aus der Praxis werden die Bemessungsmethoden exemplarisch durchgespielt.

2 Einflussgrößen auf die Bemessungsmethoden

Die verfügbaren Textilarten weisen in Abhängigkeit ihres Ausgangsmaterials, der Rovingfeinheit sowie des Bindungstyps eine große Bandbreite von mechanischen Eigenschaften auf. Durch verschiedene Tränkungen wie Epoxidharz (EP) und Styrol-Buta-

dien (SBR) wird die Bandbreite zusätzlich vergrößert. In der Konsequenz werden für den Entwurf und die Bemessung von Bauten aus Textilbeton unterschiedliche Herangehensweisen benötigt, um die spezifischen mechanischen Eigenschaften zu berücksichtigen. Zusätzlich müssen auch andere technische Eigenschaften wie die Formstabilität bei der Handhabung und dem Herstellungsprozess (Gießen, Spritzen oder Laminieren) beachtet werden.

2.1 Charakterisierung der textilen Bewehrung

Das mechanische Verhalten des Textilbetons ist im Wesentlichen durch die Eigenschaften der textilen Bewehrung bestimmt. Im Einzelnen sind es die Materialeigenschaften der Filamente, die Querschnittsfläche der Rovings (die Einheit „tex“ beschreibt das Gewicht der Garne in Gramm pro Kilometer Länge: $\text{tex} = \text{g/km}$), der Bindungstyp der kettengewirkten Textilien (z. B. Trikot oder Franse) und nicht zuletzt die Art des Tränkungsmaterials (z. B. Epoxidharz oder Styrol-Butadien). Die Tränkung der Rovings führt zu einer Homogenisierung des Spannungsprofils innerhalb des Querschnitts der Multifilamentgarne, was im Endeffekt zu einer besseren Aktivierung der inneren Filamente verglichen mit nicht-imprägnierten Rovings führt. Dadurch können höhere Festigkeiten und eine kürzere Verankerungslänge erzielt werden. Eine Tränkung der Rovings kann aber auch genutzt werden,

	Textilien mit Epoxidharztränkung	Textilien mit Styrol-Butadienränkung	Ungetränkte Textilien
Effizienz	hoch unabhängig von der Feinheit	mittel unabhängig von der Feinheit	mittel / gering abhängig von der Feinheit
Verankerungslänge	kurz unabhängig von der Feinheit	mittel abhängig von der Feinheit	mittel / lang abhängig von der Feinheit
Formstabilität	hoch verwendbar für vorgeformte Bewehrung	mittel verwendbar für vorgeformte Bewehrung	gering nicht verwendbar für vorgeformte Bewehrung
Mögliche Geometrien	gerade, eben Balken, Platten		gekrümmt, räumlich Schalen

*Tabelle 1
Eigenschaften der Textilien in Abhängigkeit von verschiedenen Tränkungsmaterialien, [14]*

um die Formstabilität der Bewehrung zu erhöhen, die während der Betonage im Gießverfahren notwendig ist. Andererseits reduziert die Tränkung die Flexibilität der Bewehrung, die für die Herstellung von gekrümmten Geometrien essentiell ist. Die Materialeigenschaften für verschiedene Arten von textiler Bewehrung sind qualitativ in Tabelle 1 zusammengefasst.

Festigkeit

Um eine qualitative Einordnung für die Bemessung zu ermöglichen, lohnt der Vergleich der Festigkeiten von verschiedenen Textilien im Hinblick auf Rovingfeinheit, Bindungsart und Tränkungsmaterial. Für 3300-tex-Carbonrovings mit einer Epoxidharztränkung (Bild 3) können zum Beispiel im Dehnkörperversuch maximale Textilspannungen von bis

zu 3000 MPa erreicht werden (Rempel et al. [21]). Durch die fast vollständige Aktivierung des Rovings einschließlich der inneren Filamente wird nahezu die Materialfestigkeit der Einzelfilamente erreicht. Im Gegensatz dazu erreicht derselbe Roving mit SBR-Tränkung im Dehnkörper lediglich Spannungen von 2000 MPa (Lorenz et al. [18]). Die geringere Effizienz der Rovings mit SBR-Tränkung lässt sich mit schlechteren inneren Verbundeigenschaften und der Inhomogenität des Spannungsprofils erklären, die zu einer geringeren Aktivierung der inneren Filamente führen. Größere Verankerungslängen innerhalb des Komposits und ein teilweiser Auszug des Kernquerschnitts der Rovings nach der Rissbildung sind die Folge. Selbst bei vergrößerter Verankerungslänge lässt sich die effektive Spannung im Dehnkörper nicht weiter steigern.

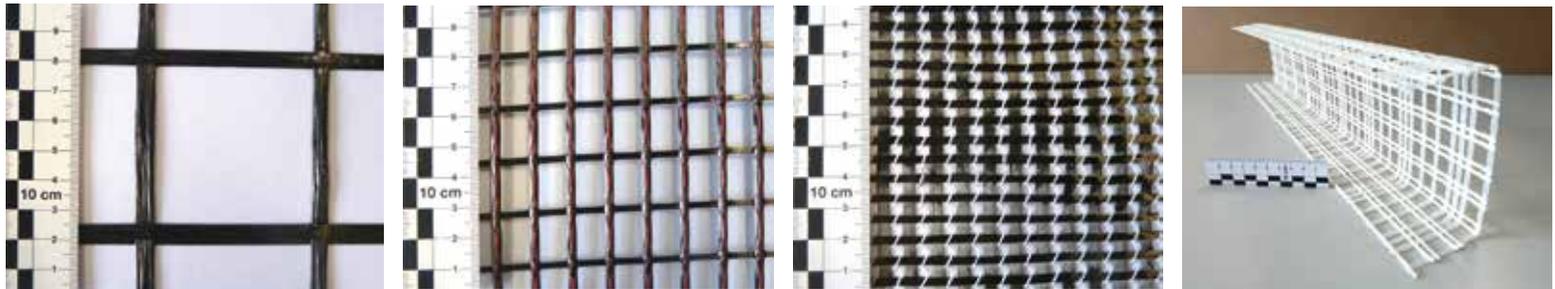


Bild 3

Beispiele textiler Bewehrung; von links nach rechts: ebenes Carbongelege mit EP-Tränkung, Carbon textil mit SBR-Tränkung, ungetränktes Textil, Formbewehrung aus alkali-resistentem Glasgelege mit EP-Tränkung

(Fotos: Alexander Scholzen)

Für ungetränkte Carbontextilien können akzeptable Spannungsniveaus im Dehnkörper von bis zu 1500 MPa erreicht werden, wenn eine geringe Feinheit der Rovings, ein flacher Rovingquerschnitt und eine offene Textilstruktur vorliegen. Dies ist beispielsweise der Fall für die in Bild 2 dargestellten ungetränkten 800-tex-Carbonrovings, die zu einem kettengewirkten Textil mit einfacher Tuchbindung verarbeitet wurden. Bei größeren Querschnitten, insbesondere mit anderen Bindungstypen, führt die unzureichende Aktivierung der inneren Filamente der Rovings zu einer deutlich reduzierten erreichbaren Textilspannung im Dehnkörper.

Formstabilität

Für die Anwendung bei geraden, rechteckigen Bauteilen wie Fassadenplatten (Bild 2), die durch das Gießen von Frischbeton in eine Schalung hergestellt werden, ist eine hohe Formstabilität von Vorteil, da sie das Platzieren der Textilmatten und die Lagesicherung in der Schalung während der Betonage vereinfacht. Die Tränkung mit Epoxid-

harz ermöglicht es sogar, vorgeformte Bewehrungselemente (Bild 3 rechts) herzustellen, die beispielsweise für die Stegbewehrung der Fußgängerbrücke in Bild 1 zum Einsatz kamen. Textilbetonstrukturen mit anspruchsvollen Geometrien wie die Hyperboloid-Schale, Bild 4, setzen allerdings eine hohe Flexibilität der Bewehrung voraus, die es erlaubt, der komplexen doppelt gekrümmten Schalenform zu folgen. Hier ist die Verwendung von EP-getränkten Textilien nur eingeschränkt möglich. Für die in Bild 4 dargestellte Schale wurden daher ungetränkte, flexible Textilien in Kombination mit lagenweise eingebrachtem Spritzbeton verwendet. Ein weiterer Ansatz zur Erstellung von gekrümmten Textilbetonschalen ist in Ehlig et al. [6] beschrieben, die als Textilbetonfertigteile mit SBR-getränkten Textilien bewehrt waren. Durch die relative Formstabilität der SBR-getränkten Bewehrung sind gekrümmte Geometrien zwar möglich, allerdings sind hierzu eine doppelwandige Schalung und die Verwendung von geeigneten Abstandhaltern notwendig.

Bild 4

HP-Schale an der RWTH Aachen

(Foto: Robert Mehl)



Die genannten Anwendungsbeispiele verdeutlichen die vielfältigen Möglichkeiten beim Entwurf und der Bemessung für existierende Textilbetonvarianten. Dies kann gleichermaßen als Herausforderung und Chance gesehen werden. Die Materialeigenschaften des verwendeten Textils und Feinbetons müssen auf die jeweilige Herstellungstechnik und das Anwendungsgebiet maßgeschneidert werden.

2.2 Ermittlung der querschnittsbezogenen Tragfähigkeit

Die Verfügbarkeit querschnittsbezogener Tragfähigkeiten von häufig verwendeten Textiltypen in Verbindung mit üblichen Querschnittsformen und Bewehrungsverteilungen ist die Grundvoraussetzung für eine breite Anwendung von Textilbeton in der Praxis. Ein allgemeiner Ansatz zur Ermittlung der Tragfähigkeit muss die phänomenologischen Unterschiede des Materialverhaltens verschiedener Bewehrungstypen berücksichtigen. Während bei getränkten Textilien nur ein geringer Einfluss der gerissenen Betonmatrix auf die Textilfestigkeit feststellbar ist, zeigt sich bei ungetränkten Textilien eine starke Interaktion zwischen Rissbildungsprozess und der effektiven Textilspannung, die im Komposit erzielt werden kann (Rypl et al. [25], Li et al. [16]).

Für Textilbeton mit getränkter Textilbewehrung kann die maximale Zug- und Biegefestigkeit im

Grenzzustand der Tragfähigkeit aus dem Materialverhalten der Einzelkomponenten – also der Spannungs-Dehnungslinien des Rovings und des Betons – direkt ermittelt werden, indem das Gleichgewicht der inneren und äußeren Normalkräfte und Biegemomente an der kritischen Stelle gebildet wird. Zukünftig könnten dann textilspezifische Bemessungshilfen vergleichbar zu den aus dem Stahlbetonbau bekannten ω -Tafeln (mit ω = mechanischer Bewehrungsgrad) bereitgestellt werden. Für Biegeverstärkungen ist dies von Frenzel [9] ausführlich dargestellt worden. Voraussetzung hierfür ist die Ermittlung der Komponentenfestigkeiten anhand von Standardtests für die jeweiligen Materialien.

Für ungetränkte Textilien und für Textilien mit unvollständiger SBR-Tränkung ist die Vorhersage der querschnittsbezogenen Tragfähigkeit auf Basis der Komponenten über die Gleichgewichtsbedingungen nicht möglich. Die Interaktion aus dem Verbundverhalten der Rovings und der Rissbildung in der Matrix führt zu einer variablen Festigkeit des Textils in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad und der Lage im Querschnitt (Rypl et al. [25], Li et al. [16]). Die querschnittsbezogene Tragfähigkeit von Bauteilen mit ungetränkten Textilien muss daher experimentell am Komposit ermittelt werden. Die Probekörper sollten dabei den gleichen Querschnitt und die gleiche Bewehrungsverteilung wie das zu bemessende Bauteil aufweisen. Verfahren zur experimentellen Ermittlung der Zug- und Biegefestigkeit von Kompositen sowie zur Erstellung

	Textilien mit Epoxidharztränkung	Textilien mit Styrol-Butadien-tränkung	Ungetränkte Textilien
Einfluss der Rissbildung auf die Textilfestigkeit	gering	mittel	hoch
Querschnittsbezogene Tragfähigkeit	abgeleitet aus den Materialgesetzen der Komponenten Roving (Zug), Beton (Druck)		experimentell ermittelte Komposit-tragfähigkeit für gegebene Textil-Beton-Kombination Zug- und Biegeversuche
Explizite Querschnittsbemessung	ω -Tafel, basierend auf der Komponentenfestigkeit von Roving und Beton		nicht möglich
Querschnittsbezogene Umhüllende für Bemessung im GZT	n-m-Interaktionsdiagramm, basierend auf der Kompositfestigkeit		

*Tabelle 2
Ermittlung der querschnittsbezogenen Tragfähigkeit für verschiedene Arten der Tränkung von Textilbewehrung, [14]*

der n-m-Interaktionsdiagramme finden sich in Scholzen et al. [32]. Tabelle 2 liefert einen Überblick für die verschiedenen Ansätze zur Beurteilung der querschnittsbezogenen Tragfähigkeit in Abhängigkeit von der Tränkung.

2.3 Klassifizierung von Ansätzen zur Bemessung im GZT

Da getränkte Textilien überwiegend für gerade Balken oder Platten zum Einsatz kommen, ist es möglich, die Bemessung im GZT auf der Basis des a priori identifizierten kritischen Querschnittes vorzunehmen, z. B. die Feldmitte eines Einfeldträgers

oder der Stützquerschnitt eines Zweifeldträgers, (Rempel et al. [21]).

Demgegenüber können für Schalen mit komplexer Belastungssituation die kritischen Querschnitte nicht a priori bestimmt werden. Der Bemessungsansatz muss folglich in der Lage sein, die kritische Querschnittsstelle unter Berücksichtigung von Momenten-Normalkraftinteraktion zu identifizieren. Außerdem muss die Anisotropie des Verbundwerkstoffes berücksichtigt werden, wenn die Hauptspannungsrichtungen nicht mit der Verlegerichtung des Textils übereinstimmen, die Rovings also gegen die Hauptspannungsrichtung verdreht

Tabelle 3
Klassifizierung von
Bemessungsansätzen
im GZT, [14]

	Balken und Platten	Schalen
Interaktion von Normalkraft und Moment	nein nur bei überwiegender Biegung	ja kombinierte Belastungsszenarien
Kritischer Querschnitt a priori bekannt	ja Ort des maximalen Biegemoments	nein Abhängigkeit von Interaktion und Materialanisotropie
Bemessung im GZT	Überprüfung des kritischen Querschnitts.	Ausnutzungsgrad für die gesamte Struktur ermitteln

sind. Wegen der Komplexität dieses Ansatzes ist eine computergestützte Bemessung notwendig (Scholzen et al. [32]). Der vorgeschlagene Weg wird exemplarisch anhand der HP-Schale in Bild 4 dargestellt. Tabelle 3 fasst die Klassifizierung der Bemessung im GZT zusammen.

3 Bemessungsmodelle für Normalkraft und Biegung

3.1 Balken- und Plattenelemente mit getränkter Textilbewehrung

Wegen des hohen Anwendungspotentials für dünne Fassadenplatten aus Textilbeton ist die Bemessung dieser Bauteile in der Praxis von besonderer Bedeutung. Die Dicke der Platten beträgt in Abhängigkeit von der Spannweite zwischen 20 mm und 40 mm. Ebene, gerade Bauteile wie Fassadenplatten werden üblicherweise mit getränkten Textilien bewehrt, da diese eine höhere aktivierbare

Spannung bieten und sich der Herstellungsprozess durch die höhere Steifigkeit der Bewehrung vereinfacht, (Hegger et al. [11]).

Anwendungsbeispiel: großformatige Fassadenplatten

Bild 5 zeigt eine Fassade aus großformatigen Textilbetonplatten ($A = 14,3 \text{ m}^2$) mit den Abmessungen $b / h = 3,20 \text{ m} / 4,50 \text{ m}$ und einer Dicke von 30 mm. Als Bewehrung wurde eine Lage Carbontextil aus 3300-tex-Rovings mit Epoxidharztränkung verwendet (links in Bild 3). Der Rovingabstand $s_{\text{tex},0}$ beträgt für die 0°-Richtung 60 mm, für die 90°-Richtung des Textils – $s_{\text{tex},90} = 62 \text{ mm}$. Die Maschenweite und die hohe Formstabilität der Bewehrung sind für die Herstellung als Fertigteil im Gießverfahren geeignet.

Zunächst wird die erste Lage Frischbeton in die Schalung eingebracht, danach die Bewehrung plat-

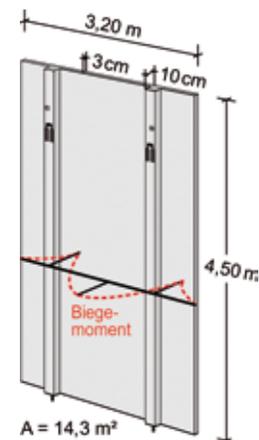
ziert und abschließend die zweite Lage Beton eingebracht.

Die Fassadenplatten sind über zwei Verstärkungsrippen der Dicke 10 cm an der Tragschale des Gebäudes befestigt (Bild 5). Da die horizontalen Windlasten von der Platte einachsig auf die Tragrippen übertragen werden, kann die Bemessung wie für einen Einfeldträger mit zwei Kragarmen und Rechteckquerschnitt erfolgen.

Ermittlung des maximalen Biegemoments

Eine explizite Querschnittsbemessung von Einfeldträgern und Plattenelementen mit getränkter textiler Bewehrung kann auf Basis der Materialeigenschaften von Bewehrung und Beton in Analogie zum klassischen Stahlbetonbau durchgeführt werden. Das Querschnittsmodell für Textilbetonbalkenelemente ist schematisch in Bild 6 für den Fall der reinen Biegung dargestellt. Ein ähnliches Vorgehen für die Bemessung von textilbetonverstärkten Stahlbetonstrukturen ist in Curbach et al. [4], Schladitz et al. [28], [29] oder Müller et al. [20] beschrieben. Ein weiteres Beispiel für die querschnittsbezogene Bemessung unter Berücksichtigung des Einflusses von Kurzfasern wird in Mobasher [19] erläutert.

Um die maximale Biegetragfähigkeit M_u für einen gegebenen Querschnitt vorherzusagen, sind die Materialgesetze des Betons und der Textilbe-



wehrung a priori erforderlich (Bild 7) bzw. sind experimentell durch Druck- und Zugversuche zu ermitteln.

Für die iterative Berechnung der querschnittsbezogenen Biegetragfähigkeit eines gegebenen Textilbetonquerschnitts, Bild 6 (a), wird in Anlehnung an Mobasher [19] eine lineare Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe angenommen. Am oberen Rand beträgt die Dehnung ϵ_c und für die unterste Bewehrungslage $\epsilon_{t,0}$, Bild 6 (b). Zur Berechnung des Versagemomentes M_u wird die maximale Zugdehnung $\epsilon_{t,0}$ unter Annahme von Bewehrungsversagen auf die Bruchdehnung $\epsilon_{t,u}$ begrenzt, die in den Rovingzugversuchen ermittelt wurde.

Der Wert der Betondehnung ϵ_c an der Oberseite des Querschnitts muss iterativ durch Variation der

*Bild 5
Großformatige Fassadenplatten: Foto der Fassade des St.-Leonhard-Gymnasiums in Aachen (Foto: Robert Mehl) und Rückseite eines Textilbetonelementes mit Verstärkungsrippen (Grafik: Sergej Rempel) [22]*

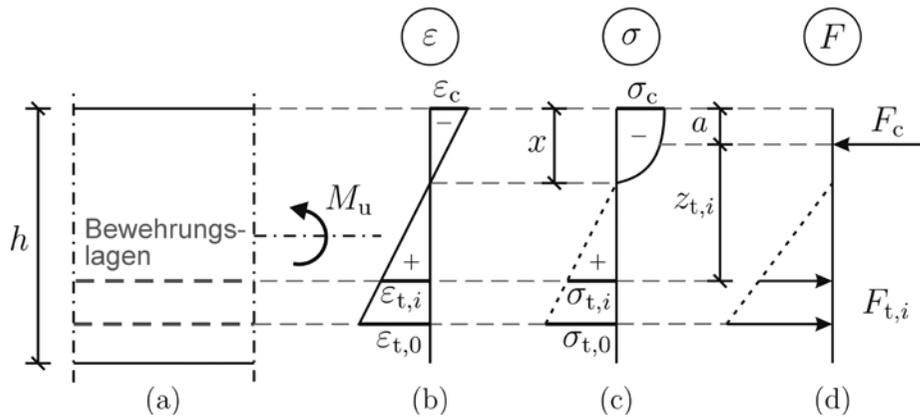


Bild 6
 Berechnung der maximalen Biegetragfähigkeit eines Textilbetonquerschnitts basierend auf den Materialgesetzen von Beton und Roving: (a) Querschnittsdarstellung; (b) Dehnungsverteilung; (c) Spannungsverteilung; (d) innere Kräfte
 nach [15]

Dehnungsebene ermittelt werden, bis das Gleichgewicht der inneren Normalkräfte erfüllt ist. Die Spannungsverteilung ergibt sich aus der angenommenen Dehnungsverteilung und den Materialgesetzen (Bild 6c). Das Integral der Druckspannung σ_c über die Druckzonenhöhe x ergibt die Druckkraft F_c (Bild 6d). Die Zugkräfte $T_{t,i}$ an den Bewehrungslagen i (Bild 6d) ergeben sich aus den Bewehrungs-

flächen $A_{\text{tex},i}$ und der Spannung $\sigma_{t,i}$. Die Druckdehnung wird iterativ ermittelt, wobei das innere Normalkraftgleichgewicht herrschen muss. Das Bemessungsmoment M_u ergibt sich schließlich aus dem Momentengleichgewicht.

Validierung des Bemessungsmodells durch Biegeversuche

Um das beschriebene Bemessungsmodell zu validieren, wurden Versuchskörper mit unterschiedlichen Querschnittsformen (rechteckige Platten und profilierte Doppel-T-Träger, Bild 8) im Vierpunktbiegeversuch geprüft, Rempel et al. [21]. Die Proben mit rechteckigem Querschnitt waren mit einer oder zwei Lagen EP-getränktem Textil bewehrt, sodass auch der Einfluss des Bewehrungsgrades in der Testreihe untersucht werden konnte. Die Spannweite der Biegekörper betrug $l_0 = 600$ mm für die Platten und $l_0 = 1300$ mm für die Doppel-T-Träger.

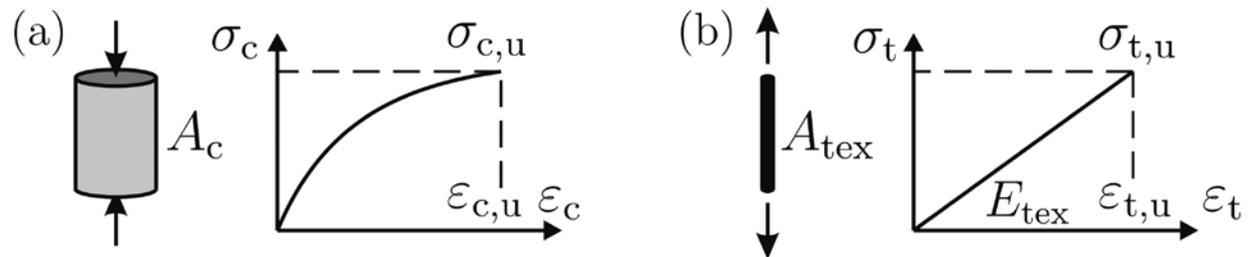


Bild 7 Schematische Darstellung der Materialgesetze für die Komponenten des Komposits:
 (a) Materialgesetz des Betons für Druck und (b) Materialgesetz für den getränkten Roving für Zug
 nach [15]

Die Materialkomponenten Beton und Textilbewehrung, die bei den Versuchen zum Einsatz kamen, entsprachen denen des Anwendungsbeispiels der großformatigen Textilbetonfassadenplatten in Bild 5.

Das Größtkorn des Betons betrug 5 mm und die Druckfestigkeit wurde zu $f_{cm,cyl} = 87 \text{ MPa}$ ($f_{cm,cube} = 100 \text{ MPa}$) bestimmt, Rempel et al. [21]. Die am Zylinder ($D/h = 150 \text{ mm}/300 \text{ mm}$) in der Druckprüfung ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linie ist in Bild 7a dargestellt (durchgehende Linie). Nach DIN EN 1992-1-1 [8] kann das Materialgesetz für hochfesten Beton mit folgender Gleichung angenähert werden (gestrichelte Linie in Bild 9a):

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = 87 \cdot \frac{1,3 \cdot \frac{\varepsilon_c}{2,4} - \left(\frac{\varepsilon_c}{2,4}\right)^2}{1 - 0,7 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{2,4}\right)} \quad (1)$$

Die Zugfestigkeit und die Bruchdehnung des verwendeten epoxidharzgetränkten Textils wurden mittels Zugversuchen an aus dem Textil entnommenen Rovings ermittelt. Die Ergebnisse für fünf Wiederholungen (graue Linien) und die resultierende mittlere Kurve (schwarze Linie) sind in Bild 9b dargestellt.

Ein Vergleich der berechneten Biegetragfähigkeit und der experimentell ermittelten Biegetragfähigkeit

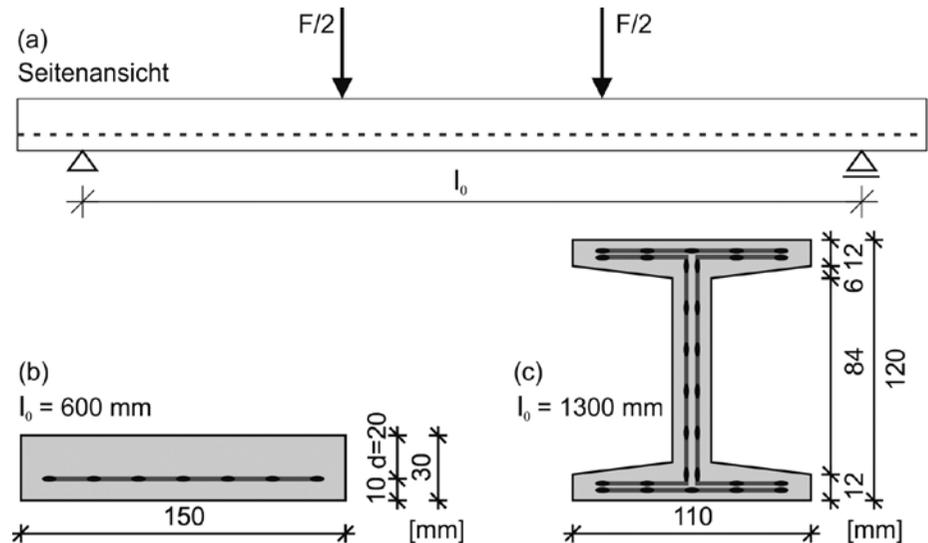


Bild 8
Durchgeführte Biegeprüfungen:
(a) schematischer Versuchsaufbau des Vierpunkt-Biegeversuchs,
(b) Rechteckquerschnitt,
(c) Doppel-T-Querschnitt

(Grafik: Jan Bielak),
nach [15]

keit ist in Bild 10 für die Plattenversuche und für die Balkenversuche mit profiliertem Querschnitt dargestellt. Die Auswertung zeigt eine gute Übereinstimmung der experimentell ermittelten Werte mit der Vorhersage bei einer vertretbaren Streuung von etwa 5 %.

Fazit

Die experimentellen Ergebnisse belegen, dass für Bauteile mit getränkten Textilien die Biegetragfähigkeit durch das beschriebene querschnittsbasierte Modell sowohl für Platten mit verschiedenen Bewehrungsgraden als auch für profilierte Querschnittsformen berechnet werden kann. Die

Bild 9
 Experimentell ermittelte Materialgesetze für Beton (Druck, linkes Diagramm) und Carbonroving mit Epoxydharztränkung (Zug, rechts)

(Grafik: Jan Bielak),
 nach [15]

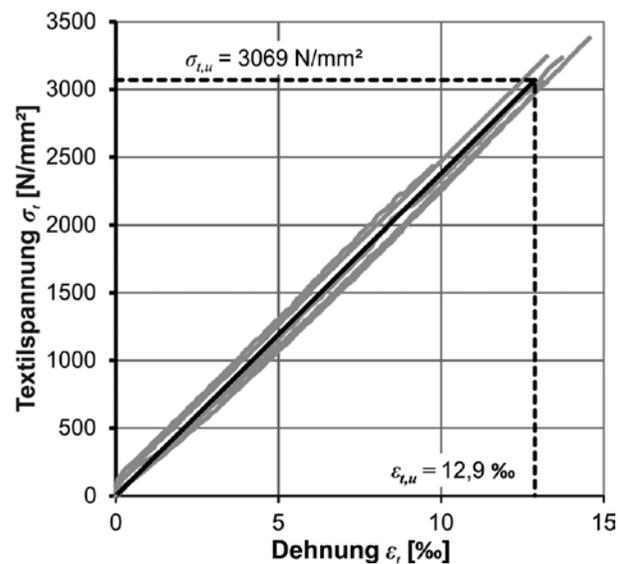
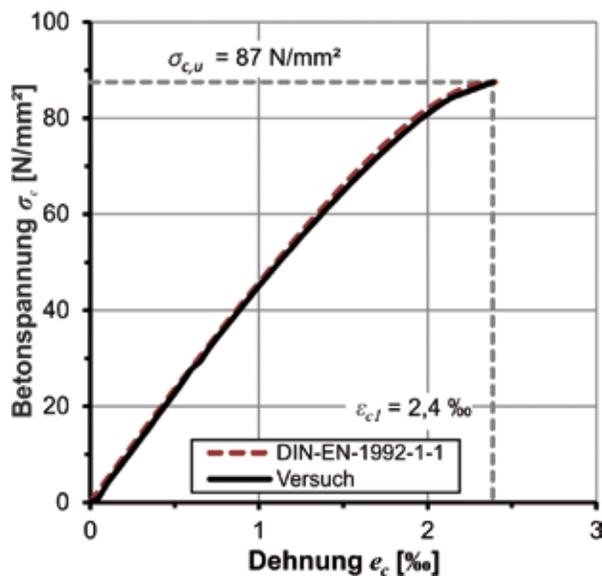
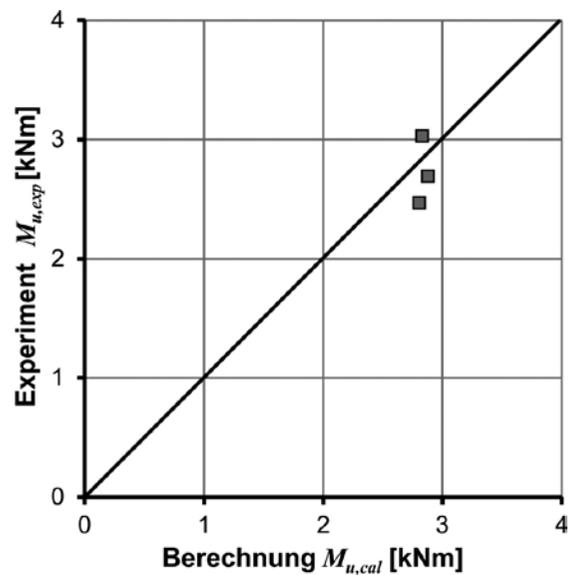
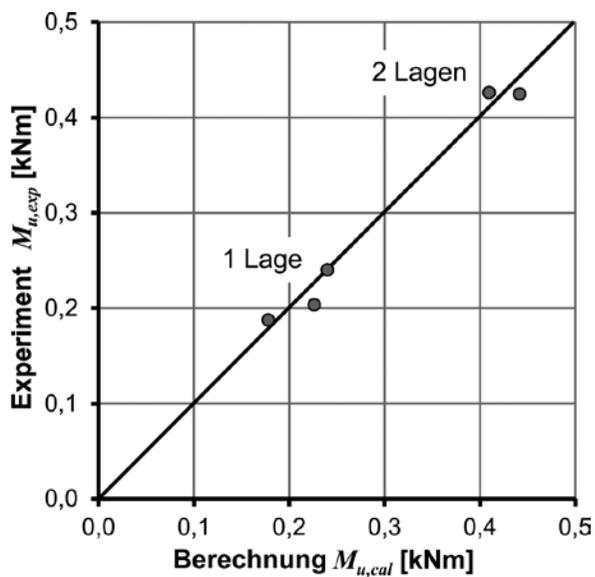


Bild 10
 Vergleich der experimentell ermittelten und der berechneten Biegetragfähigkeit, links für die Proben mit rechteckigem Querschnitt und rechts für die Proben mit profiliertem Querschnitt

(Grafik: Jan Bielak),
 nach [15]



Eingangsparameter für die iterative Berechnung des Versagemomentes sind die Materialgesetze des verwendeten Betons und des Textils, die experimentell bestimmt werden. Ausgehend von dem beschriebenen querschnittsbasierten Modell können zukünftig standardisierte Bemessungshilfen für Ingenieure in Analogie zu den aus dem Stahlbetonbau bekannten (z. B. ω -Tafeln) erstellt werden – zumindest für die wesentlichen Materialkombinationen. Explizit ausgeklammert an dieser Stelle ist die Diskussion um den zu verwendenden Teilsicherheitsbeiwert, der je nach Anwendungsfall (Verstärkung, Neubauteil, statische Bestimmtheit) und im Hinblick auf die erforderliche Duktilität bei Bauteilversagen unterschiedlich sein kann.

3.2 Schalen mit ungetränkter Textilbewehrung

Wenn räumliche Strukturen aus Textilbeton mit komplexen Belastungsszenarien vorliegen, sind zwei zusätzliche Effekte bei der Bemessung zu berücksichtigen:

- (i) Gleichzeitiger Angriff von Normalkräften und Biegemomenten am Querschnitt einer Textilbetonschale und
- (ii) Reduktion der Festigkeit durch Winkelabweichung der Hauptspannungsrichtung von der Verlegerichtung der Textilbewehrung.

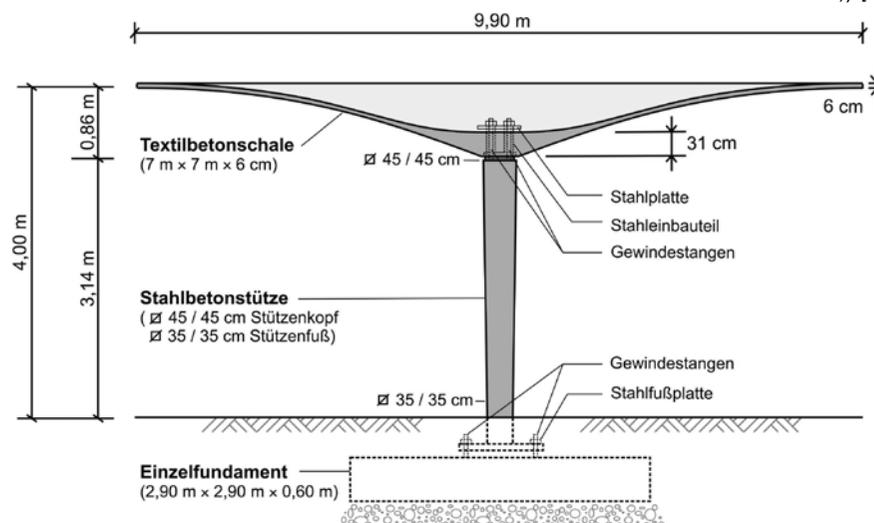
Der Ablauf des Bemessungsverfahrens wird anhand einer Schalenkonstruktion erläutert, die im Detail in Scholzen et al. [31] beschrieben ist.

Anwendungsbeispiel: HP-Schale aus Textilbeton

Als Anwendungsbeispiel für dünnwandige Schalen aus Textilbeton soll die doppelt gekrümmte hyperbolische Paraboloidschale (HP-Schale, Bild 4) diskutiert werden. Die Tragstruktur besteht aus vier großformatigen Dachelementen aus Textilbeton, wobei jedes Element mittig durch eine Stahlbetonstütze unterstützt wird (Bild 11). Jede Schale hat eine projizierte Grundfläche von 7 m × 7 m und eine Dicke von 60 mm. Im Mittelbereich steigt die Dicke bis auf 31 cm an, um eine ausreichende

*Bild 11
Diagonalschnitt der Tragstruktur bestehend aus Textilbetonschale, Stahlbetonstütze und Gründung*

(Grafik: Alexander Scholzen), [34]



Querschnittsfläche zur Einleitung der Lasten von der Schale in die Stütze zu ermöglichen. Der Architekturf Entwurf durch das Institut für Baukonstruktion der RWTH Aachen (Schätzke et al. [27]) nutzt die Grundform eines Schirms, der jeweils aus vier doppelt gekrümmten Oberflächen (hyperbolische Paraboloid, HP-Flächen) zusammengesetzt ist. In den 1960er und 1970er Jahren waren viele Variationen dieser Schalenkonstruktion durch den spanischen Architekten Félix Candela verwirklicht worden, Cassinello et al. [1]. Unter anderem wegen der Stahlkorrosion bei dünnen Schalen ist diese Konstruktionsform heutzutage fast vollständig aus dem Bewusstsein der Entwerfenden verschwunden. An dieser Stelle bietet Textilbeton neue Möglichkeiten, diese Betonschalentragwerke effizient einzusetzen, Tysmans et al. [37].

Ausnutzungsgrad für kombinierte Normalkraft- und Biegebeanspruchung

Auf der sicheren Seite liegend darf angenommen werden, dass der Betrag der Kompositfestigkeit ein geeignetes Beurteilungskriterium für die Bemessung von Schalenquerschnitten im Grenzzustand der Tragfähigkeit für kombinierte Normalkraft- und Momentenbeanspruchung darstellt. In Analogie zu den Bemessungsnormen für Stahlbeton wird ein vereinfachtes n-m-Interaktionsdiagramm für Textilbetonquerschnitte vorgeschlagen, Bild 12a und Scholzen et al. [32]. Dabei werden die Beträge der experimentell ermittelten querschnittsbezogenen Widerstände

für einaxialen Zug $n_{t,Rd}$ [kN/m], einaxialen Druck $n_{c,Rd}$ [kN/m] und reine Biegung m_{Rd} [kNm/m] genutzt, um eine lineare Interaktion der querschnittsbezogenen Normalkraft- und Biegetragfähigkeit anzunehmen. Für Drucknormalkräfte wird die Komposittragfähigkeit unter kombinierten Belastungsszenarien auf der sicheren Seite liegend unterschätzt. Für Zugnormalkräfte und simultan wirkende Biegemomente wird das tatsächliche Materialverhalten der Textilbetonquerschnitte gut angenähert, wie numerische Untersuchungen und experimentelle Validierungen belegen, Scholzen et al. [33].

Zur Vereinfachung wurde das lineare n-m-Interaktionsdiagramm in eine normierte Form überführt (Bild 10b), das normierte Ausnutzungsgrade bezogen auf die Bemessungswerte der Tragwiderstände für Zug ($n_{t,Rd}$), Druck ($n_{c,Rd}$) und Biegung (m_{Rd}) verwendet, [32]:

$$\eta_{ntd} = \frac{n_{Ed}}{n_{t,Rd}} \quad \eta_{ncd} = \frac{n_{Ed}}{n_{c,Rd}} \quad \eta_{imd} = \frac{|m_{Ed}|}{m_{Rd}} \quad (2)$$

Werden die querschnittsbezogenen Widerstandswerte als positive Zahlenwerte angegeben, erreichen die normierten Flächenschnittgrößen den Grenzzustand der Tragfähigkeit für $\eta(\dots) = 1$. Für kombinierte Belastung eines Querschnitts mit Normalkraft und Biegemoment wird der Gesamtausnutzungsgrad η_{nmd} definiert als:

$$\eta_{nmd} = \max(\eta_{ntd}, \eta_{ncd}) + \eta_{imd} < 1,0 \quad (3)$$

Die Bemessung im GZT muss zeigen, dass für alle Lastfallkombinationen der Gesamtausnutzungsgrad innerhalb der zulässigen Grenzen für jeden Querschnittspunkt liegt (gestrichelter Bereich in Bild 12b).

In dem bisher beschriebenen Bemessungsverfahren wurde implizit angenommen, dass es sich um ein isotropes Material handelt, das keine Abhängigkeit von der Belastungsrichtung aufweist. Die Textilbetonschale weist allerdings durch die ausgeprägt orthotrope Bewehrungsstruktur ein anisotropes Materialverhalten auf, da die Richtungen der Hauptspannungen und der Bewehrung nicht überall zueinander passend ausgerichtet sind. Die Umlenkung der flexiblen Rovings an Rissflanken führt zu einer erhöhten Spannungskonzentration in den äußeren Filamenten, was zu einer Reduktion der Rovingtragfähigkeit führt. Dieser Effekt kann durch den Reduktionsfaktor k_{α} , der von der Winkelabweichung α abhängt, berücksichtigt werden, Hegger und Voss [13].

Da die Bemessungswerte der Festigkeit bei Textilbeton von der Orientierung der Bewehrung abhängen, ist es a priori nicht möglich, den kritischen Querschnittspunkt für den GZT zu identifizieren. Während für jede Lastfallkombination diejenigen Querschnittspunkte mit der maximalen (Zug-)Hauptspannung ermittelt werden können, muss dieser Punkt aber nicht zwangsläufig maßgebend werden, da die größte Winkelabwei-

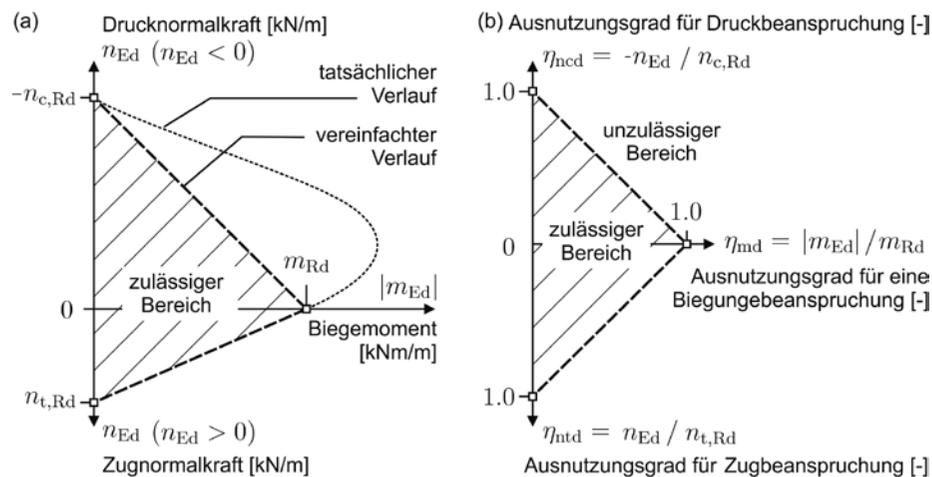


Bild 12: Bemessungsansatz für Textilbetonschalen:

- (a) vereinfachtes n - m -Interaktionsdiagramm basierend auf der Kompositfestigkeit,
- (b) normiertes Interaktionsdiagramm

(Grafik: Alexander Scholzen), [34]

chung des Textils an einer anderen Stelle auftreten kann. Als Konsequenz hiervon müssen die Bemessungswerte der Flächenschnittgrößen für alle möglichen Lastfallkombinationen nach DIN EN 1990 [7] und für alle Punkte der Schale unter Berücksichtigung der Richtungsabhängigkeit der querschnittsbezogenen Festigkeitswerte berechnet werden.

Ermittlung der querschnittsbezogenen Festigkeiten

Um einen direkten Vergleich zwischen den querschnittsbezogenen Tragfähigkeiten der Textilbetonschale (Bild 11) und den Probekörpern für die Zug- und Biegeprüfungen zu ermöglichen, wurden diese mit der gleichen Dicke $t = 60$ mm hergestellt und

mit 12 äquidistant verteilten Lagen Carbontextil bewehrt, Scholzen et al. [31]. Als Bewehrung kam ein ungetränktes kettengewirktes Carbontextil, wie in Bild 3 gezeigt, zur Anwendung, das am Institut für Textiltechnik (ITA) der RWTH Aachen entwickelt wurde. Die Rovings weisen eine Feinheit von 800 tex auf, wobei der Rovingabstand in Längsrichtung (0°-Richtung) 8,3 mm und in Querrichtung (90°-Richtung) 7,7 mm beträgt. Durch eine einfache Tuchbindung konnte eine besonders flache und offene Textilstruktur erzielt werden (Schnabel und Grieß, [30]), die eine deutlich bessere Penetration der Zementmatrix in die Filamentzwischenräume und damit eine verbesserte Verbundfestigkeit als bei üblichen Trikot- oder Fransebindungen ermöglicht.

Der hohe Bewehrungsgrad im Querschnitt erforderte eine lagenweise Herstellung in Spritzbetonbauweise. Hierauf wurden die Eigenschaften des vom Institut für Baustoffe der RWTH entwickelten Feinbetons angepasst. Die Mischung weist einen Größtkorndurchmesser von lediglich 0,8 mm auf und enthält zur Verbesserung der Frischbetoneigenschaften 0,5 Volumenprozent Kurzfasern aus AR-Glas mit einem Durchmesser von 14 µm und einer Länge von 6 mm.

Während die Biegetragfähigkeit des Komposits verhältnismäßig leicht durch konventionelle Dreipunktbiegeversuche ermittelt werden kann (im vorliegenden Fall durch Probekörper der Abmessungen

$b / L / t = 20 \text{ cm} / 125 \text{ cm} / 6 \text{ cm}$ und einer Feldlänge $l_0 = 115 \text{ cm}$), ist die Messung der Zugfestigkeit des Komposits nicht trivial. In der Folge wurden vielfältige Prüfmethoden mit unterschiedlichem Fokus entwickelt, wie beispielsweise in Hartig et al. [10] zusammengefasst. Neuere Entwicklungen für eine adaptive Verankerungslänge und große Probekörperdicken wurden in Contamine et al. [2], Lorenz et al. [17], Scholzen et al. [32], [33] oder Schütze et al. [36] dargestellt. Die Standardisierung der Zugprüfung ist ein derzeitiges Ziel des RILEM Technical Committee [24] sowie eines Forschungsvorhabens im Rahmen des C³-Verbundprojektes (Schütze und Curbach, [35]).

Die Kompositfestigkeit für Zug und Biegung hängt direkt von der verwendeten textilen Bewehrung ab. Deshalb ist die Festigkeit des Textils sowohl für die 0°- als auch die 90°-Richtung zu ermitteln. Da für das verwendete Carbontextil die Rovingabstände und damit die resultierenden Festigkeiten nahezu identisch waren, konnte auf der sicheren Seite für die Bemessung im GZT der kleinere der beiden Werte, in diesem Fall für die 0°-Richtung, berücksichtigt werden. In der entsprechenden Prüfserie lag die mittlere Kompositzugfestigkeit bei $\sigma_{t,0} = 16,8 \text{ MPa}$.

Die Druckfestigkeit des Textilbetonquerschnitts von $f_{\text{cm,cube,dry}} = 89 \text{ MPa}$ ist im Wesentlichen durch die Druckfestigkeit des Feinbetons bestimmt. Auf Grundlage der durchgeführten Versuche wurden

die charakteristischen Festigkeiten (5%-Quantil) durch die in EN 1990 [7] vorgegebenen statistischen Auswertungen bestimmt. Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwerts von $\gamma = 1,5$ ergeben sich die Designwerte für die querschnittsbezogenen Zug-, Druck- und Biegefestigkeiten zu:

$$\begin{aligned} n_{t,Rd} &= 996 \text{ kN/m} \\ n_{c,Rd} &= 2200 \text{ kN/m} \\ m_{Rd} &= 8,3 \text{ kNm/m} \end{aligned} \quad (4)$$

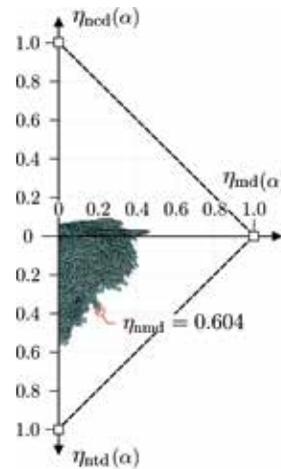
Computergestützte Bemessung im GZT

Auf Grundlage der querschnittsbezogenen Festigkeitswerte erfolgte die numerische Bemessung der HP-Schale im GZT. Dazu wurde der querschnittsbezogene Ausnutzungsgrad für alle Elemente aus der FE-Berechnung der Schale und alle Lastfallkombinationen nach DIN EN 1990 [7] bestimmt. Die Ergebnisse sind in Bild 13a im normierten Interaktionsdiagramm aufgetragen. Es ist deutlich erkennbar, dass alle Ausnutzungsgrade innerhalb der zulässigen Grenzen liegen.

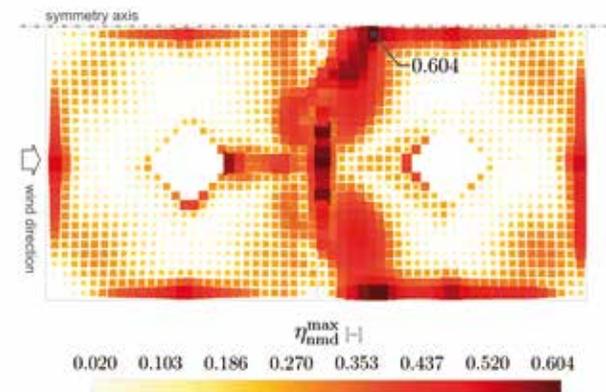
Um einen örtlichen Zusammenhang zwischen den Ausnutzungsgraden und der Lage im Tragwerk herzustellen, zeigt Bild 13b eine graphische Darstellung der Ausnutzung von zwei miteinander gekoppelten Schalen unter allen maßgebenden Lastfallkombinationen, [32].

Fazit

Das Anwendungsbeispiel veranschaulicht das vorgeschlagene Bemessungsverfahren für Textilbetonschalen unter Berücksichtigung der Interaktion zwischen Normalkraft und Biegemoment. Das Vorgehen erlaubt eine effiziente und direkte Bewertung von komplexen Textilbetonstrukturen im GZT. Um alle Lastfallkombinationen und gleichzeitig die Ausrichtung der Hauptspannungen in Bezug auf die Textilrichtung auswerten zu können, ist eine computerunterstützte Berechnung notwendig. Eine detaillierte Beschreibung der Auswirkungen der Materialanisotropie, der Reduktion der Festigkeit infolge der Stumpfstöße der Bewehrung sowie die Implementierung dieser Effekte in die Bemessung findet sich in Scholzen et al. [32].



(a)



(b)

Bild 13 Computergestützte Bemessung von zwei gekoppelten HP-Schalen im GZT, Auswertung der Ausnutzungsgrade aller finiten Elemente und aller Belastungskombinationen: (a) normiertes Interaktionsdiagramm, (b) örtliche Verteilung der maximalen Ausnutzungsgrade für alle Lastfallkombinationen (Aufsicht)

(Grafik: Alexander Scholzen), nach [32]

4 Zusammenfassung

Die Bandbreite von bisher realisierten Tragwerken aus Textilbeton reicht von einfach gestützten Balken über einaxial gespannte Platten bis zu frei geformten Schalenträgwerken unter komplexen Belastungssituationen. Um eine systematische Herangehensweise bei Entwurf und Bemessung dieser Tragwerke zu ermöglichen, ist eine Klassifizierung der möglichen Material- und Querschnittsformen notwendig. Das mechanische Verhalten des Werkstoffs kann durch die Auswahl der Textilien gezielt gesteuert werden. Die Tränkung (Epoxidharz, Styrol-Butadien oder ungetränkt) hat einen wesentlichen Einfluss auf die Verbundeigenschaften und bestimmt dadurch in hohem Maße das Tragverhalten des Kompositwerkstoffs. Gleichzeitig setzen die gewünschte Herstellungsmethode und die Verfügbarkeit der Komponenten der Materialwahl Grenzen. Trotz der großen Bandbreite an Materialien und der Komplexität des Materialverhaltens müssen Entwurfs- und Bemessungsmethoden für Textilbeton transparent und einfach bleiben, um eine weitere Verbreitung der Bauweise zu ermöglichen. Der vorliegende Beitrag beleuchtet die elementaren Abhängigkeiten zwischen der Wahl der Materialkomponenten, dem Herstellungsprozess, möglichen Geometrien und Belastungsbedingungen von tragenden Textilbetonbauteilen. Die maßgebenden Charakteristika werden herausgestellt und die vorgeschlagenen Herangehensweisen an die Bemessung anhand zweier Praxisbeispiele –

einer Fassadenplatte und einem Schalenträgwerk – erläutert.

Literatur

Anmerkung: Der vorliegende Beitrag basiert auf [15] und [14].

- [1] Cassinello, P.; Schlaich, M.; Torroja, J. A.: Félix Candela. In memoriam (1910–1997). From thin concrete shells to the 21th century light weight structures. Informes de la Construcción 62 (2010) julio-septiembre, 5–26
- [2] Contamine, R.; Si Larbi, A.; Hamelin, P.: Contribution to direct tensile testing of textile reinforced concrete (TRC) composites. Materials Science and Engineering A 528 (2011), 8589–8598
- [3] Curbach, M.; Graf, W.; Jesse, D.; Sickert, J.-U.; Weiland, S.: Segmentbrücke aus textilbewehrtem Beton – Konstruktion, Fertigung, numerische Berechnung. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), 342–352
- [4] Curbach, M.; Hauptenbuchner, B.; Ortlepp, R.; Weiland, S.: Textilbewehrter Beton zur Verstärkung eines Hyparschalenträgwerks in Schweinfurt. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), 353–361
- [5] Curbach, M.; Jesse, F.: Eigenschaften und Anwendung von Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), 9–16
- [6] Ehlig, D.; Schladitz, F.; Frenzel, M.; Curbach, M.: Textilbeton – Ausgeführte Projekte im

- Überblick. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), 777–785
- [7] Eurocode 0 – DIN EN 1990:2010-12: Grundlagen der Tragwerksplanung. DIN (Deutsches Institut für Normung), Berlin: Beuth
- [8] Eurocode 2 – DIN EN 1992-1-1:2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. DIN (Deutsches Institut für Normung), Berlin: Beuth
- [9] Frenzel, M.: Bemessung textilbetonverstärkter Stahlbetonbauteile unter Biegebeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2015 – Verstärken mit Textilbeton, Jan., 54–68
- [10] Hartig, J.; Jesse, F.; Schick Tanz, K.; Häußler-Combe, U.: Influence of experimental setups on the apparent uniaxial tensile load-bearing capacity of Textile Reinforced Concrete specimens. *Materials and Structures* 45 (2012), 433–446
- [11] Hegger, J.; Kulas, C.; Horstmann, M.: Realization of TRC façades with impregnated AR-glass textiles. *Key Engineering Materials* 466 (2011), 121–130
- [12] Hegger, J.; Kulas, C.; Raupach, M.; Büttner, T.: Tragverhalten und Dauerhaftigkeit einer schlanken Textilbetonbrücke. *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), 72–80
- [13] Hegger, J.; Voss, S.: Investigation of the bearing behaviour and application potential of textile reinforced concrete. *Engineering Structures* 30 (2008), 2050–2056
- [14] Hegger, J.; Will, N.; Chudoba, R.; Scholzen, A.: Classification of approaches to dimensioning and assessment of lightweight TRC structures. In: Brameshuber, W. (Ed.): *Proceedings of the FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98)*, 7.–10.6.2015 in Aachen, Bagnaux: S.A.R.L.Rilem Publications, 2015, 45–52
- [15] Hegger, J.; Will, N.: Textile-reinforced concrete: Design models. In: Triantafillou, T. C. (Ed.): *Textile Fibre Composites in Civil Engineering*, Amsterdam et al.: Woodhead Publishing/Elsevier Ltd., 2016, 189–207 – <http://dx.doi.org/10.1016/B978-1-78242-446-8.00009-4>
- [16] Li, Y.; Chudoba, R.; Sadílek, V.; Ryppl, R.; Vořechovský, M.: Analysis of the tensile response of textile reinforced concrete using digital image correlation technique combined with multi-scale stochastic modelling. In: Brameshuber, W. (Ed.): *Proceedings of the FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98)*, 7.–10.6.2015 in Aachen, Bagnaux: S.A.R.L.Rilem Publications, 2015, 141–148
- [17] Lorenz, E.; Schütze, E.; Schladitz, F.; Curbach, M.: Textile reinforced concrete – overview of standard test methods. *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), 711–722
- [18] Lorenz, E.; Schütze, E.; Weiland, S.: Textilbeton – Eigenschaften des Verbundwerkstoffs. *Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2015 – Verstärken mit Textilbeton*, Jan., 29–41

- [19] Mobasher, B.: Development of Design Procedures for Flexural Applications of Textile Composite Systems Based on Tension Stiffening Models. In: Curbach, M.; Ortlepp, R. (Hrsg.): Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken (CTRS6), 19./20.9.2011 in Berlin, 297–313
- [20] Müller, E.; Scheerer, S.; Curbach, M.: Strengthening of existing concrete structures: Design models. In: Triantafillou, T. C. (Ed.): Textile Fibre Composites in Civil Engineering, Amsterdam et al.: Woodhead Publishing/Elsevier Ltd., 2016, 323–359
- [21] Rempel, S.; Kulas, C.; Hegger, J.: Bearing behavior of impregnated textile reinforcement. In: Brameshuber, W. (Ed.): Proceedings of the FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98), 7.–10.6.2015 in Aachen, Bagnex: S.A.R.L.Rilem Publications, 2015, 71–77
- [22] Rempel, S.; Kulas, C.; Hegger, J.: Plattenbau im 21. Jahrhundert – Schulmensa St. Leonhard in Aachen. Beton Bauteile Edition 2014, Gütersloh: Bauverlag, 2013, 98–103
- [23] Rempel, S.; Kulas, C.; Hegger, J.: Slender façade structures made of textile-reinforced high performance concrete. In: Brameshuber, W. (Ed.): Proceedings of the FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98), 7.–10.6.2015 in Aachen, Bagnex: S.A.R.L.Rilem Publications, 2015, 337–345
- [24] RILEM TC 232-TDT | Brameshuber, W.: Recommendation of RILEM TC232-TDT: test methods and design of textile reinforced concrete – Uniaxial tensile test: test method to determine the load bearing behavior of tensile specimens made of textile reinforced concrete. Materials and Structures, published online: 4.5.2016 – doi: 10.1617/s11527-016-0839-z
- [25] Rypl, R.; Chudoba, R.; Scholzen, A.; Vořechovský, M.: Brittle matrix composites with heterogeneous reinforcement: Multi-scale model of a crack bridge with rigid matrix. Composites Science and Technology 89 (2013), 98–109
- [26] Shams, A.; Horstmann, M.; Hegger, J.: An analytical model for sandwich panels made of textile-reinforced concrete. Construction and Building Materials 64 (2014), 451–459
- [27] Schätzke, C.; Schneider, H. N.; Joachim, T.; Feldmann, M.; Pak, D.; Geßler, A.; Hegger, J.; Scholzen, A.: Doppelt gekrümmte Schalen und Gitterschalen aus Textilbeton. In: Curbach, M.; Ortlepp, R. (Hrsg.): Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken (CTRS6), 19./20.9.2011 in Berlin, 315–328
- [28] Schladitz, F.; Frenzel, M.; Ehlig, D.; Curbach, M.: Bending load capacity of reinforced concrete slabs strengthened with textile reinforced concrete. Engineering Structures 40 (2012), 317–326
- [29] Schladitz, F.; Lorenz, E.; Curbach, M.: Biegetragfähigkeit von textilbetonverstärkten

- Stahlbetonplatten. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), 379–386
- [30] Schnabel, A.; Grieß, T.: Production of non-crimp fabrics for composites. In: Lomov, S. V. (Ed): Non-crimp fabric composites: manufacturing, properties and applications, Woodhead Publishing Series in Composites Science and Engineering 35, Oxford et al.: Woodhead Publishing Limited (2011), 3–41
- [31] Scholzen, A.; Chudoba, R.; Hegger, J.: Thin-walled shell structure made of textile reinforced concrete – Part I: structural design and construction. Structural Concrete 16 (2015), 106–114
- [32] Scholzen, A.; Chudoba, R.; Hegger, J.: Thin-walled shell structure made of textile reinforced concrete – Part II: experimental characterization, ultimate limit state assessment and numerical simulation. Structural Concrete 16 (2015), 115–124
- [33] Scholzen, A.; Chudoba, R.; Hegger, J.: Ultimate limit state assessment of TRC structures with combined normal and bending loading. In: Brameshuber, W. (Ed.): Proceedings of the FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98), 7.–10.6.2015 in Aachen, Bagnex: S.A.R.L.Rilem Publications, 2015, 159–166
- [34] Scholzen, A.: Flächige Tragstrukturen aus textilbewehrtem Beton. Experimentelle und numerische Charakterisierung des Tragverhaltens, Bemessung und Herstellungsmethodik. Diss., RWTH Aachen, 2015
- [35] Schütze, E.; Curbach, M.: Bedeutung standardisierter Prüfverfahren für Carbonbeton. TUDALIT-Magazin 13 (2015), 30 und Vortrag zur 7. Anwendertagung Textilbeton, 22./23.9. 2015 in Dresden
- [36] Schütze, E.; Lorenz, E.; Curbach, M.: Test methods for Textile Reinforced Concrete. In: Brameshuber, W. (Ed.): Proceedings of the FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98), 7.–10.6.2015 in Aachen, Bagnex: S.A.R.L.Rilem Publications, 2015, 307–318
- [37] Tysmans, T.; Adriaenssens, S.; Cuypers, H.; Wastiels, J.: Structural analysis of small span textile reinforced concrete shells with double curvature. Composites Science and Technology 69 (2009), 1790–1796
- [38] Weiland, S.; Schladitz, F.; Schütze, E.; Timmers, R.; Curbach, M.: Rissinstandsetzung eines Zuckersilos – TUDALIT® (Textilbeton) zur Instandsetzung. Bautechnik 90 (2013), 498–504



Frank Jesse

Über die Länge der Leine

Dr.-Ing. Frank Jesse

Langjähriger Oberingenieur bei Manfred Curbach am Institut für Massivbau der TU Dresden, nach einem Zwischenspiel als Vertretungsprofessor an der damaligen BTU Cottbus heute Leiter Qualitätsmanagement und Entwicklung, Hentschke Bau GmbH, Bautzen

Wir müssen reden, Manfred. Über die Länge der Leine. "Welche Leine?", sehe ich Dich fragen. Die Leine ist natürlich nur eine Metapher. Wäscheleinen gehören hier nicht her. Aber Du kennst doch Leinen für Hunde. Es gibt zwar auch Mitbürger, die Katzen an der Leine führen, meist ältere, aber das möchte ich hier nicht thematisieren. Bleiben wir bei Hunden und schauen uns verschiedene Hundeleinen an.

Normalerweise ist ein Hund mit seinem Herrchen oder Frauchen mit einer Leine verbunden. Normal heißt, in meiner Heimatstadt schreibt die Polizeiordnung das so vor. Deswegen finde ich angeleinte Hunde normal. So normal, dass ein Hund ohne Leine, vielleicht ein etwas größeres Exemplar, einen unaufmerksamen Spaziergänger ziemlich verunsichern kann, auch wenn er nicht zu weit von seinem Herrchen oder Frauchen läuft (sagt man das so?), aber ganz besonders, wenn er den Weg

des Spaziergängers zu kreuzen droht. Aber über unangeleinte Hunde wollte ich jetzt nicht sprechen. Vielleicht kommen wir später noch darauf zurück, irgendwie. Aber nicht wegen der Angst.

Ich wollte eigentlich über die Leine reden. Genauer über die Länge und die Beanspruchung in der Leine, also die Häufigkeit, oder besser die Gesamtwirkung aus Zeitdauer und Höhe der Zugbeanspruchung der Leine. Wenn wir die Leine als ideale Leine betrachten, im mechanischen Sinn als seilförmige Verbindung zweier Punkte mit einer Dehnsteifigkeit und vernachlässigbarer Biege- und Torsionssteifigkeit, dann können – wenn wir die Integration über das Dehnungsfeld der Querschnittsfläche des Seiles der Einfachheit halber überspringen und gleich zum Wesentlichen kommen – eigentlich nur Zugkräfte entstehen. Damit sind die wirkenden Kräfte an beiden Leinenenden

bekannt und die Wirkung der Kräfte auf die Punkte an beiden Leinenenden offensichtlich. Soweit die Theorie. Nun zu Praxis.

Ist Dir schon aufgefallen, dass manche Leinen ständig ziemlich straff gespannt sind – egal, ob sie kurz oder lang sind? An jedem Leinenende meint jemand, stärker ziehen zu müssen, um dem jeweils Anderen seinen Weg aufzuzwingen. Da fragt man sich oft, was beide verbindet? Andere Leinen kommen scheinbar nie in einen Zustand, in dem eine nennenswerte Kraft wirkt, auch wenn sie sehr kurz sind. Und natürlich gibt es unzählige Varianten zwischen diesen beiden Extremen.

Eine Sorte Leine finde ich besonders faszinierend. Man sieht sie kaum. Sie scheint sehr, sehr dünn zu sein. Sie scheint kaum einen Zweck zu erfüllen. Für die Kraftübertragung sind diese Leinen offensichtlich zu dünn. Man erkennt keine Bewegungsänderung, die bei Annahme der Newtonschen Gesetze auf eine mögliche Kraft in der Leine hindeuten könnte. Die Punkte an beiden Enden der Leine bewegen sich scheinbar unabhängig. Nein, nicht unabhängig im mathematischen Sinne, ohne Bezug zueinander. Nein, ich meine, man kann nicht ausmachen, dass das eine Ende der Leine im mechanischen Sinne eine Wirkung auf das andere Ende der Leine hat. Und trotzdem gibt es eine unglaublich synchrone Bewegung beider ...

Nein.

Besser: Der Punkt am einen Ende der Leine scheint sich unabhängig vom Willen des Punktes am anderen Ende der Leine zu bewegen. Und doch findet die Bewegung des einen Punktes am einen Ende der Leine eine absolut wohlwollende Zustimmung. Wenn man die Blicke zwischen den Punkten erhaschen kann, dann kann man am einen Ende darin lesen "Hier? Hier weiter? Das riecht so interessant, so vielversprechend", und am anderen Ende: "Bist Du sicher? Welche Fährte ist es dieses Mal? Was wird er heute finden?" Und dann, nur ein kleines Kopfnicken am anderen Leinenende, kaum wahrnehmbar. Aber am einen Ende weiß der Punkt, wie er die Richtung wechseln muss. Diese Art Leine mag ich. Selbst, wenn man genau hinschaut, sieht man sie nicht. Sie ist so dünn, so unglaublich dehnbar, dass sie nicht zu existieren scheint.

Wie funktioniert das? Wie kommt es ohne eine messbare oder sonstwie wahrnehmbare Beanspruchung in der Leine zu einer so präzisen Verknüpfung beider Endpunkte? Ich meine, mehrfach beobachtet zu haben, dass sich der Ortsvektor am einen Leinenende auf mechanischem Weg nicht aus der physikalischen Beanspruchung der Leine erklären lässt. Und auch wenn der Richtungswechsel abrupt schien, im Nachhinein beide Leinenendpunkte den Richtungswechsel als völlig richtig und genau zum richtigen Zeitpunkt vollzogen bewerten. Und das auch in Fällen, bei denen es kurz vorher noch schien, als würde die Richtung wenigstens eines Punktes nichts Gutes verheißen.



Wie kann es sein, dass ohne die Vorgabe einer präzisen Richtung beide Leinenendpunkte am Ende feststellen, dass die Bewegung genau die Richtige war? Mit den Gesetzen der Physik allein ist es nicht zu erklären. Wir führen deshalb eine dimensionslose Hilfsgröße ein – ein beliebiger Trick der Ingenieure – und bezeichnen sie als Vertrauen. Bei großem Vertrauen der Leinenendpunkte zueinander bedarf es nach meinen empirischen Beobachtungen keiner mechanischen Beanspruchung in der Leine, um die richtige Bewegung des jeweiligen Leinenendpunktes zu bewirken.

Es mag sein, dass es in der heutigen Physik noch unbekannte Kräfte (oder Teilchen) gibt, die meine Beobachtungen ebenso gut oder noch besser erklären können. Auch Einsteins Theorien vermögen nicht alle Beobachtungen der Wissenschaft zu erklären. Vielleicht liegt es auch daran, dass meine Hilfsmittel zum Messen der Leinenbeanspruchung höchst unvollkommen waren oder das Rauschen des Messverstärkers größer als die Messgröße. Vielleicht ist mir die Beanspruchung in der Leine wegen mangelhafter Aufmerksamkeit entgangen – oder sollte mir gar verborgen bleiben. Ich bin jedoch nach vielen Jahren empirischer Forschungen überzeugt, dass die oben eingeführte Hilfsgröße wesentliche Aspekte meiner Beobachtungen erklären kann. Ich würde sogar behaupten, dass der oben eingeführten, schwerlich messbaren Hilfsgröße in der Beziehung der Leinenendpunkte eine wesentlich größere Bedeutung zukommt, als der mit

einem einfachen Federkraftmesser nachweisbaren mechanischen Kraft in der Leine.

Ich sehe, Du weißt, worauf ich hinaus will. Die Leine selbst ist gar nicht wichtig. Es funktioniert auch ohne Leine. Es braucht keine Leine, erst recht keine, die große Kräfte übertragen kann. Ich habe eine Weile gebraucht, um das zu verstehen. Aber seitdem habe ich das Wissen um das, was uns neben der Newtonschen Physik verbindet, sehr genossen. Es hat mir sehr geholfen. Danke.

Und falls noch jemand Zweifel hat: Es ging nicht um Hunde, nicht eine Sekunde. Ich wusste nur nicht, wie ich mit dem Thema anders beginnen sollte.





*Manfred Curbach (links)
und Frank Jesse 2011
in Berlin während der
CTRS6-Tagung (Foto:
Ulrich van Stipriaan)*



Peter Mark

Mit Leichtigkeit

Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark

Seit 2009 Professor für
Massivbau an der
Ruhr-Universität Bochum,
Prüfingenieur für Baustatik
und Partner der Ingenieurbüro
Grassl GmbH, Düsseldorf

Ein Quell der Ideen von Exzellenz,
vor weit im Blick, setzend die Trends.
Aus massiv, immobil und wuchtig Klischee
wird leicht im Kubik wie Sahnebaiser.
Schwimmt fast in Milch, so fein wird Beton,
dank *Concrete Light*, Textil und Carbon.

Hopp (!) Kinson Bar, mach noch einmal die Welle,
zeig's Materialverhalten in dissipativ' Delle.
Auf den Schlag folgt der Puls mit dreieckig' Spitz,
numerisch mobil mit Ansatz nach Ritz,
durchörtert Beton – partial reflektiert,
am Ende verdreht und transmittiert.
Das Signal wirkt verrauscht wie weißer Schnee,
ist's Memory A oder doch vom Typ B?
Die Dynamik ein Schock – von Effekten bestimmt –
wissenschaftliche Kür transient getrimmt.
Gut, dass sie glättet die Zeitintegration,
explizit vor im Schritt, dann schafft man's schon.

Dass ein Roving nicht rudert
scheint vielen fremd,
feiner zerpudert zum Filament
wird's am Rande geleimt mit Feinkornzement,
quetschen mag's nicht,
da ist es verklemmt.

Zum Netze verflochten und mit UHPC
kommt Carbon ins Tragwerk,
überspannt manchen See,
als Brücke im Antlitz eines Hauches von Nichts,
materialminimiert, die Inkarnation des Verzichts.

Mit Rost ist's passé,
da platzt keine Scholle,
welch' nachhaltig Idee
mit CO₂-Kontrolle.
Solch Ambivalenz, man glaubt es kaum,
Beton strahlt grün mit Bewehrung vom Baum,

aus verbrauchsintensiv mit *print* im *foot*
wird Nullenergie, öko und gut.

Leicht, filigran, flexibel und schlank,
Beton hat schließlich den Tiger im Tank,
steht sie da, die Konstruktion
und ruft nach geeignet Denomination.
Sie massiv zu nennen scheint nicht adäquat,
so der *force gefollowed*, gekrümmt und zart,
kein Gewicht das quält, kein Gramm zu viel,
minimalinvasiv, Leichtigkeit als ihr Ziel.

Lieber Manfred, hast Du auch hier einen Kniff,
ein passend' Wort, disruptiv im Schliff?
Wäre *Curbon* oder *Curbau* ein Synonym,
historisch beseelt, bionisch und kühn?

...Es wird sich entwickeln im zeitlich' Verlauf,
alles Gute für Dich, Glückwunsch und Glückauf.

*Lieber Manfred Curbach,
zu Deinem 60. Geburtstag alles Gute verbunden mit dem herzlichen Dank für
Deinen einmaligen, uneigennütigen Einsatz für die Ingenieurskunst und den
Massivbau.*

*Bochum, im Mai 2016
Peter Mark*



Steffen Marx

Gute Lehre im Konstruktiven Ingenieurbau

Manfred Curbach zum 60. Geburtstag gewidmet

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx

Von 2007 bis 2010 während der Prorektoratszeit von Manfred Curbach am Lehrstuhl für Massivbau für die Lehre zuständig.

Seit 2011 Professur Massivbau an der Leibniz Universität Hannover und Ingenieurbüro Marx Krontal GmbH in Hannover.

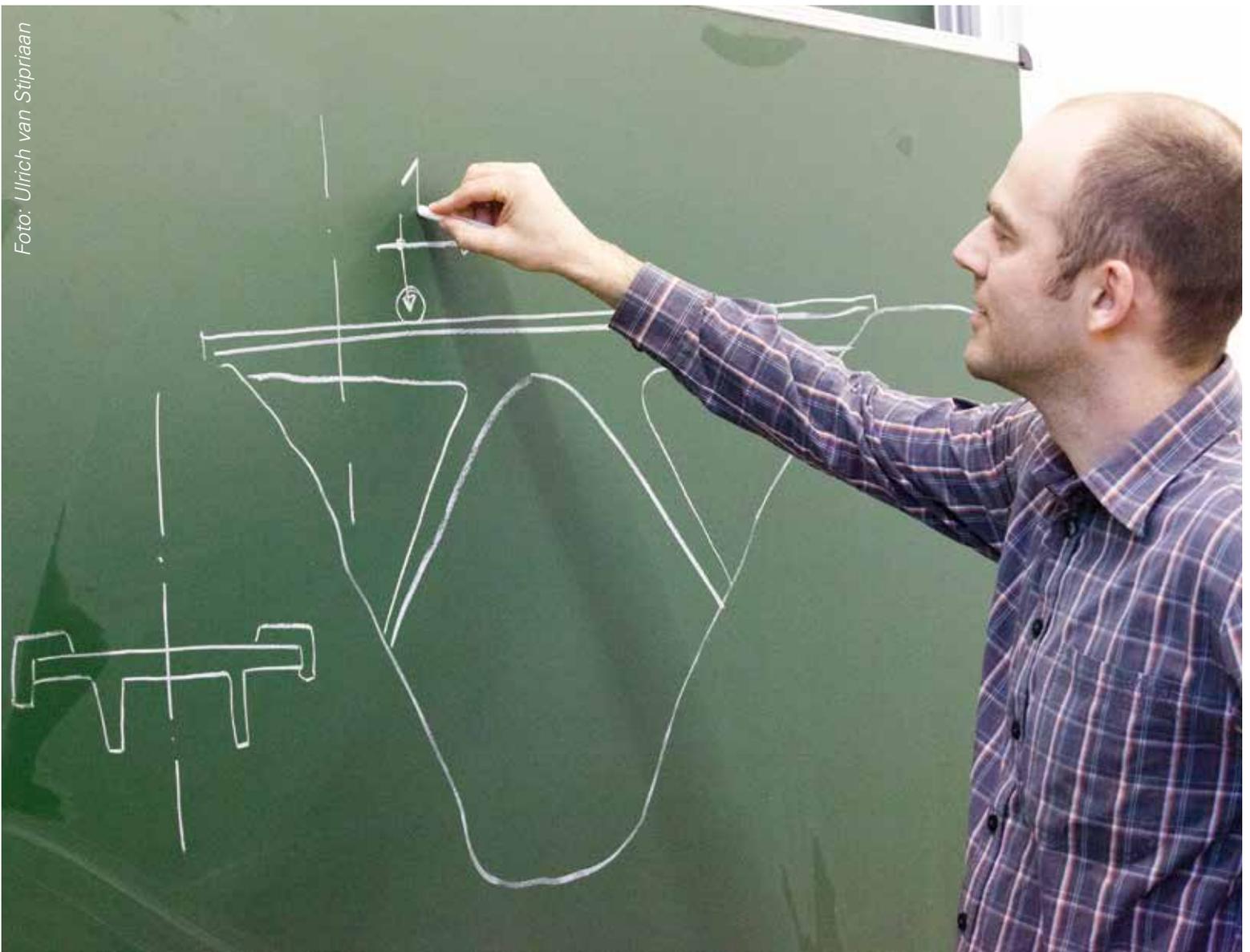
Prolog

Im Jahre 1990 begann ich an der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar (heute Bauhaus Universität) mit dem Studium des Bauingenieurwesens. Bauen hatte mich schon immer fasziniert. Ich war mir aber ziemlich sicher, dass ich für ein Architekturstudium „künstlerisch zu unbegabt“ bin. Andererseits hatte ich gute mathematisch-naturwissenschaftliche Kenntnisse – das sprach also mehr für Bauingenieurwesen.

Nach zwei Jahren Studium war ich total frustriert. Ich hatte erwartet, dass Bauingenieurwesen etwas mit Bauen und Konstruieren, mit komplexen Tragstrukturen und mit deren handwerklicher Umsetzung zu tun hat. Stattdessen: Mathematische und physikalische Grundlagen (das hatte ich doch schon im Abitur?) und ansonsten ziemlich zusammenhanglose Berechnungsmodelle und Details, deren

Verwendungszweck sich mir damals noch gar nicht erschloss. Wir Bauingenieurstudenten rechneten in den Übungen und Hausarbeiten höchst abstrakte Strichmodelle verknüpft mit Kugeln und schwarzen Dreiecken durch. Meine Kommilitonen in der Fakultät Architektur dagegen entwarfen und konstruierten bereits im ersten Semester Hörsaalbauten, Museen, Hochhäuser und sogar Brücken. Ich war kurz davor, das Studium hinzuschmeißen und zu den Architekten zu wechseln. Zum Glück konnte ich in einem vierwöchigen Praktikum in einem Ingenieurbüro die sehr schöne Erfahrung gewinnen, dass ich die auftretenden Fragestellungen mit meinem bis dahin erlernten Ingenieurgrundwissen erstaunlich gut meistern konnte. Das hat mich letztlich bei der Stange gehalten und das Studium zu Ende bringen lassen. Dennoch hatte ich bis zum Studienabschluss das Gefühl, dass die Studieninhalte nicht besonders motivierend waren und immer nur Teilbereiche des Bauingenieurberufs

Foto: Ulrich van Stipriaan



*Der Übergang
zum Bachelor- und
Mastersystem
hat zu falschen
Anreizen für die
Studierenden
geführt*

adressierten. Wesentliche Aspekte, insbesondere die Verknüpfung der Inhalte und der Blick aufs große Ganze und auf historische Bezüge, blieben im Studium unberührt.

Heute, mit vielen Jahren Berufserfahrung als Ingenieur und mit dem Hintergrund einer eigenen neunjährigen Lehrtätigkeit im Massivbau und Brückenbau hat sich an diesem Gefühl nicht wirklich viel geändert. Eher im Gegenteil: Der Übergang zum Bachelor- und Mastersystem hat meines Erachtens in der Ingenieurausbildung keine großen Fortschritte gebracht, sondern sogar zu falschen Anreizen für die Studierenden geführt: Die Modularisierung des Studiums befördert das Streben nach abrechenbaren Leistungspunkten (*Credit points*), nicht das nach Qualifikation und Kompetenzerwerb. In der Diskussion mit den Studierenden geht es häufig nicht mehr um vernetzte komplexe Inhalte für eine optimale Ausbildung, sondern um eine Vergütung von Studienleistungen entsprechend des in der Modulordnung kryptisch umschriebenen *Workloads* im jeweiligen Modul. Ganzheitlich denkende Ingenieurpersönlichkeiten werden so sicher nicht entwickelt. Aber wie können wir das ändern?

Was ist ein Bauingenieur?

Wenn wir über die richtige Ausbildung von Bauingenieuren nachdenken wollen, muss zunächst die Frage nach dem anzustrebenden Ergebnis des

Studiums beantwortet werden. Erst wenn die Zielstellung klar ist, kann über den Weg dahin sinnvoll debattiert werden.

Klar ist, dass in den vergangenen Jahrzehnten enorme Veränderungen in der beruflichen Praxis von Bauingenieuren stattgefunden haben. Insbesondere die computergestützten Technologien sind in nahezu allen Tätigkeitsbereichen der Ingenieure dominant und haben das handwerkliche Arbeiten weitgehend verdrängt. Kaum ein junger Ingenieur kann heute noch skizzieren, am Reißbrett einen Bewehrungsplan zeichnen oder von Hand eine näherungsweise statische Berechnung ausführen. Auch Bauablauf- und Finanzierungspläne werden softwaregestützt erarbeitet. Seit einigen Jahren besteht zusätzlich die Tendenz, diese immer noch separaten Modelle alle zu vernetzen und in einem komplexen Gesamtmodell zusammenzuführen. BIM – *Building Information Modeling* – heißt das neue Zauberwort. Aber können Bauingenieure diese hochkomplexen Systeme wirklich beherrschen oder ist es eher umgekehrt? Und ob die gigantischen Modelle wirklich zu einer Verbesserung der Qualität der gebauten Umwelt führen, wage ich noch nicht zu beurteilen. Jedenfalls ist es bestimmt kein Automatismus. Aber eine Diskussion darüber ist ohnehin müßig, denn dieser Prozess findet einfach statt. Vielmehr stellt sich für mich die Frage, welche Auswirkungen diese Entwicklung auf die Ausbildung von Bauingenieuren haben muss.

Neben der zunehmenden Computerisierung ist zu beobachten, dass das Spektrum der Bauingenieuraufgaben immer breiter gefächert wird. Keineswegs ist der Bauingenieur von heute nur Tragwerksplaner oder Bauleiter. Zusätzlich zu statisch-konstruktivem Entwurf und Nachweisführung sind die Anforderungen an bauphysikalische Nachweise wie Wärmeschutz und Brandschutz zu erfüllen. Nebenbei müssen Bauingenieure Experten in Betriebswirtschaft und immer mehr auch in den Rechtswissenschaften sein, sei es, um die Bedingungen des höchst komplexen Raumordnungs-, Bau- und Umweltrechts zu berücksichtigen, oder um sich selbst gegen das Heer spezialisierter Bau-Juristen zu wehren (nirgends werden so viele Zivilrechtsstreite geführt wie im Bau).

„Unterstützt“ wird das Ganze durch einen überbordenden Vorschriftenwald. Allein im konstruktiven Ingenieurbau ist die Seitenzahl der europäischen Vorschriften in den vergangenen zehn Jahren sicher um den Faktor drei bis vier angestiegen, ergänzt um nationale Anhänge und zusätzlich zu beachtende technische Vertragsbedingungen der verschiedenen Bauherren.

Diese Analyse ist mit Sicherheit unvollständig. Sie zeigt jedoch, dass all diese Inhalte unmöglich in einem auf Regelstudienzeit begrenzten Studium zu vermitteln sind. Wir können in fünf Jahren nicht hochspezialisierte Experten in Statik, Bautechnologie und Jura sowie gleichzeitig Generalisten und

Teampayer mit Führungskompetenzen ausbilden. Aber welche Kompetenzen muss ein Bauingenieur zukünftig besitzen, um einerseits persönlich in der modernen Arbeitswelt zu bestehen, andererseits gute Qualität im Arbeitsergebnis zu erzielen? Was muss zwingend bereits im Studium erworben werden und welche Kenntnisse und Fertigkeiten sind besser später im Berufsleben zu erlangen?

Gute Lehre im Konstruktiven Ingenieurbau

Nachdem klar geworden ist, dass eine inhaltlich vollständige Ausbildung gänzlich illusorisch ist, kann und muss das Studium die Schwerpunkte anders setzen. Es ist letztlich zweitrangig, wie viele Semesterwochenstunden Statik und Festigkeitslehre oder irgendeines anderen Faches nun genau im Bachelorstudium vorgesehen werden – ein zu definierendes Minimum vorausgesetzt. Vielmehr kommt es auf die Art der Vermittlung an. Die Studierenden müssen vor allem die Kompetenz erwerben, sich auf Basis eines grundlegenden Wissens in einem Fachgebiet spezielle Inhalte selbst zu erarbeiten. Um es mit den Worten meines Kollegen Mike Schlaich zu sagen: „Es geht um Konzepte, nicht um Rezepte.“ Dazu muss aus meiner Sicht das eigene Tun im Vergleich zur eher passiven Vorlesungsteilnahme einen viel größeren Stellenwert im Studium erhalten. Dieses selbständige Arbeiten kann sehr gut im Rahmen von Hausarbeiten gefördert werden, wobei diese Arbeiten möglichst einen fachübergreifenden Ansatz haben sollten. Wie im

*Mike Schlaich:
Es geht um
Konzepte,
nicht um
Rezepte*



Der Spiel_Ort Campus war – unter der Ägide von Steffen Marx – ein 2008 initiiertes interdisziplinäres studentisches Wettbewerbsprojekt, bei dem es galt, die Vision eines Spiel- und Kommunikationsortes

auf dem Campus zu entwerfen. Der Siegerentwurf wurde in einem studentischen Planungsbüro unter Mitwirkung von Architekten, Bauingenieuren, Landschaftsarchitekten und Philosophen

bis zur Ausführungsplanung weiter entwickelt, der Entwurf dann auf der Wiese hinter dem Beyer-Bau der TU Dresden realisiert.

(Foto: Ulrich van Stipriaan)

richtigen Leben beinhaltet so ein Projekt nun einmal Fragestellungen zum Beispiel sowohl aus der Geotechnik, als auch aus dem Massivbau und der Statik. Und in der späteren Berufstätigkeit wird ein Projekt fast immer im Team bearbeitet – warum also nicht auch die Kooperationsfähigkeit im Rahmen von Gruppenarbeiten trainieren. Zur Projektbearbeitung gehört natürlich auch die abschließende Präsentation und Verteidigung der Arbeiten gegenüber dem kritischen Bauherren (in unserem Fall also dem Hochschullehrer bzw. den Assistenten).

Unbedingt müssen an dieser Stelle auch fach- bzw. werkstoffübergreifende Lehrkonzepte angesprochen werden, denn im späteren Berufsleben wird nahezu selbstverständlich die Zusammenarbeit mit Architekten und anderen Fachplanern vorausgesetzt. Auch bestellt wohl kaum ein Bauherr zwingend eine Betonbrücke oder eine Stahlhalle – die Materialentscheidung ergibt sich vielmehr aus den spezifischen funktionalen Anforderungen und den örtlichen Rahmenbedingungen als ein Ergebnis der Entwurfsarbeit. Die übliche universitäre Lehre dagegen ist – wenige wegweisende Ausnahmen ausgenommen – nach wie vor strikt in Sparten nach Materialien getrennt. Eine interdisziplinäre Zusammenarbeit mit Architekten findet nur in Einzelfällen statt. Interessante Ansätze wurden bzw. werden zumindest in Stuttgart, in Dortmund und auch in Berlin verfolgt, um diese starren Grenzen aufzuheben und wieder ein Stück in Richtung

ganzheitlich denkender *Baumeister* zu gehen. Für überdenkungsbedürftig halte ich dagegen die vielerorts praktizierte Einführung eines Bachelorstudiengangs „Bau- und Umweltingenieur“. Sicher gab es für dieses Konzept gute Gründe, sei es nun die gewachsene Bedeutung umweltspezifischer Anforderungen an Bauingenieure oder schlicht der Marketingaspekt, dass mit der Ergänzung „Umwelt“ offenbar mehr potenzielle Studienbewerber gewonnen werden können. Allerdings weitete diese Ergänzung den Fächerumfang für die Studierenden enorm aus und führt letztlich dazu, dass die Absolventen von allem ein bisschen wissen, aber nichts mehr richtig können.

Ein wesentlicher Fakt ist meines Erachtens, dass sich eine gute Ingenieur Tätigkeit aus zwei Bereichen speisen muss: zum einen aus Wissen und zum anderen aus Erfahrung. Ohne Zweifel wird an den Universitäten und Fachhochschulen viel Wissen in Form von mathematisch-naturwissenschaftlichen und ingenieurtechnischen Grundlagen und Modellen vermittelt. Der zweite Bereich ist dagegen in den meisten Bauingenieurstudiengängen völlig unterentwickelt. Ich meine hier nicht die persönlichen Erfahrungen, die muss natürlich jeder selbst sammeln, beginnend im Studium durch entsprechende Praktika und umso mehr später, in der eigenen beruflichen Tätigkeit. Mir geht es um die Erfahrungen, die in unserer Community über viele Jahrzehnte entstanden sind. Diesen unglaublichen Schatz an realisierten, besonders geglückten oder

*Wieder ein Stück
in Richtung
ganzheitlich
denkender
Baumeister gehen*

*Wir Bauingenieure
erfinden das Rad
immer wieder neu*

auch misslungenen Projekten ignorieren wir nahezu vollständig! Ein Architekturstudium ohne eine fundierte Baugeschichtslehre ist völlig undenkbar – da sind sich alle Architekten und selbst Nichtfachleute einig.

Wir Bauingenieure erfinden dagegen das Rad immer wieder neu und haben kaum geschichtlichen Bezug. Fragt man einen Bauingenieur zum Beispiel nach der Geschichte des Stahlbetons, kommt mit Sicherheit ein kurzer Bericht über den französischen Gärtner Monier und seine bewehrten Blumenkübel. Danach ist leider in der Regel Schluss. Über unsere großartigen Vorfahren wie Hennebique, Freyssinet, Maillart und Sarrasin als bedeutende Vertreter des konstruktiven Ingenieurbaus wissen wir so gut wie nichts, geschweige denn über ihre hervorragenden und wegweisenden Bauten. Ich selbst bin mit diesen und anderen Persönlichkeiten erst viele Jahre nach meinem eigenen Studium – nämlich beim Vorbereiten meiner eigenen Brückenbauvorlesung – vertraut geworden und diese Bekanntschaft hat mich nachhaltig beeinflusst! Als ich die 1904 gebaute extrem schlanke Bogenbrücke von Hennebique über die Ourthe in Lüttich das erste Mal sah, habe ich nur gedacht: Das hätte ich mir nicht getraut! Und das, obwohl unsere Materialien heute zehn Mal fester sind und unsere modernen Berechnungsverfahren die Analyse eines noch so komplizierten Spannungszustandes sicher erlauben. Aber all diese Werkzeuge und stofflichen Voraussetzungen führen nicht zu besseren Bauten, wenn immer

wieder von vorn begonnen wird, statt die Erfahrungen unserer Vorreiter weiterzuentwickeln.

Um beiden Aspekten – selbständigem Arbeiten und geschichtlichem Bezug – den nötigen Raum zu geben, ist ein radikaler Umbau des Bachelorstudiums bzw. Grundstudiums erforderlich. Es muss Platz geschaffen werden für Bautechnikgeschichte und für das Arbeiten in Teams in interdisziplinären Projekten. Die Stoffmenge muss auf Kosten der inhaltlichen Vollständigkeit deutlich reduziert werden, stattdessen sollen Prinzipien des Selbstlernens und des eigenständigen Erarbeitens von Inhalten vermittelt und trainiert werden. Auch die handwerkliche Seite des Bauingenieurberufs muss Gegenstand des Studiums sein, damit wir nicht zu Bedienern von Software werden, sondern uns vielmehr die Software als leistungsfähiges Werkzeug dient. Dieses Handwerk beginnt bei den Grundlagen des technischen Zeichnens und beim Aufbau einer gut nachvollziehbaren statischen Berechnung. Aber auch das Freihandzeichnen als wesentliche Grundlage des Entwerfens von Baukonstruktionen und das Bauen von physischen Modellen zur Entwicklung der räumlichen Vorstellungskraft darf in einem Bauingenieurstudium nicht fehlen. Das Arbeiten mit 3D-Zeichensoftware kann diese Fertigkeiten allenfalls unterstützen, aber niemals ersetzen.

Ebenso wertvoll ist im Studium die Mitwirkung der Studierenden in der experimentellen For-

schung. Wer einmal im Labor einen Sprödbruch eines Betonbalkens erlebt hat oder das Ausknicken einer Stütze beobachten konnte, der geht mit einem ganz anderen Verantwortungsbewusstsein an den Entwurf einer Baukonstruktion heran. Keine Vorlesung über die Notwendigkeit duktil versagender Strukturen kann diese eigene Erfahrung ersetzen. Auch stellen Experimente, ob nun im Rahmen der Forschung oder als eigenständige Lehrexperimente durchgeführt, ein wichtiges Korrektiv zu den gelehrten Theorien dar. Nur durch den Vergleich mit Messungen wird einem bewusst, welche Rolle im Ingenieurwesen Modelle besitzen und welche Randbedingungen und Gültigkeitseinschränkungen bei ihrer Verwendung zu beachten sind. Gerade der „Wahrheitsgehalt“ hochdetaillierter virtueller Computermodelle relativiert sich durch den Vergleich mit Versuchsergebnissen auf sehr eindrucksvolle Weise und führt zu einem entsprechend verantwortungsvollen späteren Umgang mit den zweifellos hervorragenden Werkzeugen der FEM.

Abschließend sei noch eine Lanze für regelmäßige Studentensexkursionen gebrochen, vorzugsweise als mehrtägige Auslandsreise durchgeführt. Der Blick über den – fachlichen wie kulturellen – Tellerrand ist sicher für sich allein genommen schon eine wunderbare Erfahrung für jeden Teilnehmer. Wenn die Studierenden aber auch noch selbst die gesamte Organisation der Tour übernehmen, beginnend mit der Objekt- und Routenplanung bis hin zur Finanzierungsbeschaffung, dann wird aus so



einer Exkursion ein echtes persönlichkeitsbildendes Element einer guten Lehre. Und nicht zuletzt steigert dies die persönliche Motivation der Studierenden genau wie die der Lehrenden und bleibt als wesentliches Ereignis des Studiums in dauerhafter Erinnerung während des gesamten späteren Berufslebens.

Wer einmal im Labor einen Sprödbruch eines Betonbalkens erlebt hat oder das Ausknicken einer Stütze beobachten konnte, der geht mit einem ganz anderen Verantwortungsbewusstsein an den Entwurf einer Baukonstruktion heran. (Foto:

Ulrich van Stipriaan)



Viktor Mechtcherine

Hochduktiler Beton – eine Konkurrenz zu Textilbeton?

*Prof. Dr.-Ing.
Viktor Mechtcherine*

*Institut für Baustoffe,
TU Dresden*

1 Einführung

Die im Titel dieses Aufsatzes gestellte Frage ist mit einem klaren *Jain* zu beantworten. Und zwar im gleichen Sinne, wie die Frage nach einer Konkurrenz zwischen, sagen wir, Leberwurst und Salami zu beantworten wäre. Ja, sie sind Nachbarn auf der Fleischertheke oder im Supermarktregal und konkurrieren dort formal um die Gunst von Nichtvegetariern. Und nein, denn die Unterschiede in den Eigenschaften sind nicht zu übersehen und nicht zu überschmecken: selbst ein kulinarischer Laie wird mangels Salami nicht versuchen, eine Pizza mit Leberwurst zu belegen (bzw. zu beschmieren). Selbstverständlich ließe sich eine passende Analogie auch im vegetarischen oder sogar veganen Bereich finden, dafür fehlt dem Autor dieser Zeilen jedoch die notwendige Kompetenz. Dagegen kennt er sich mit den beiden im Titel aufgeführten Beton-

arten – dehnungsverfestigender Kurzfaserbeton (einfachere, aber auch zutreffende Bezeichnung: hochduktiler Beton) und Textilbeton – aus und hat sie mehr als einmal in seinen Aufsätzen und Vorträgen gemeinsam behandelt, z. B. [1], [2], meist als zwei ausgezeichnete Beispiele für Fortschritte in Entwicklung, Erforschung und Anwendung von neuen faserverstärkten Hochleistungsbetonen.

Wer bewusst die Wahl einer dieser Betonarten für eine bestimmte Anwendung treffen will, muss viele Informationen haben und damit auch noch umgehen können, denn es geht hier um recht komplexe Systeme, deren einzelne Parameter je nach dem Anwendungsfall in Bezug auf einzelne Anforderungen sowohl negativ als auch positiv zu Buche schlagen können. Keine einfache Aufgabe, insbesondere in Anbetracht verhältnismäßig geringer Erfahrungen mit den neuen Baustoffen. Der Autor

hat sich fest vorgenommen, bis zu seinem nächsten runden Geburtstag einen Versuch zu unternehmen, eine schlüssige vergleichende Abhandlung beider Materialsysteme zu erstellen. In der aktuellen Abhandlung, die zu Ehren des hoch geschätzten Herrn Kollegen Manfred Curbach und anlässlich seines runden Geburtstags verfasst ist, beschränkt sich der Verfasser bewusst auf die Erwähnung des Textilbetons im Titel und in dieser Einleitung. Dafür will ich mich voll und ganz auf eine Überblicksdarstellung von hochduktilen Beton konzentrieren, in (hoffentlich) weiser Voraussicht, dass es mehr als einen Aufsatz in diesem Band geben wird, der sich dem Thema Textilbeton widmet. So überlasse ich den Vergleich und die Schlussfolgerungen dem verehrten Leser. Dem Jubilar und lieben Kollegen Manfred Curbach danke ich ganz herzlich für die sehr intensive, angenehme und überaus fruchtbare Zusammenarbeit und freue mich sehr auf deren Fortsetzung. Ich wünsche Dir, lieber Manfred, weiterhin viel Freude an der Forschung und noch weitere große Erfolge!

2 Kann Beton duktil sein?

Zementgebundene Werkstoffe zeigen üblicherweise ein nahezu sprödes Materialverhalten. Mit dem Erreichen der Festigkeit versagt das Material durch Ausbildung von makroskopischen Trennrissen. Die Kurzfasernzugabe ist die effektivste Maßnahme zur Steigerung der Duktilität des Betons. Bei einer richtigen Faserwahl können diese eine rissüberbrückende

Wirkung entfalten und dadurch die Sprödigkeit des zementgebundenen Materialverbundes deutlich verringern oder gar ein quasi-duktilen Verhalten herbeiführen. Typische Fasermaterialien für zementgebundene Werkstoffe sind Stahl, Carbon, AR-Glas sowie eine breite Palette an synthetischen Polymerfasern wie PAN, PE, PP, PVA etc.

Eine deutliche Steigerung der Duktilität des Werkstoffs Beton wirkt sich sehr positiv auf die Tragfähigkeit der Konstruktion bei statischer Beanspruchung aus. Als wesentliche Mechanismen sind hier Kräfteumlagerung und Spannungsumverteilung zu

*Bild 1
Repräsentative Fasermaterialien für zementgebundene Werkstoffe, von oben links im Uhrzeigersinn: Basalt, PVA, PBO, Carbon, HDPE, Stahl*

(Foto: Christof Schröfl)



nennen. Des Weiteren führt die Steigerung der Duktilität durch Vorankündigung des Versagens zu mehr Sicherheit. Noch deutlicher sind die Vorteile eines duktileren Betons im Falle einer stoßartigen Beanspruchung aufgrund einer hohen Verformungsfähigkeit und Energieabsorption. Ein weiterer Aspekt ist die Dauerhaftigkeit der Konstruktion. Risse im Beton führen zu einem schnelleren Transport von Flüssigkeiten und Gasen, die sowohl die Stahlbewehrung als auch den Beton selbst angreifen. Die Duktilität des Betons führt zur Beschränkung der Rissbreiten infolge Zwangs- und Eigenspannungen sowie äußerer Kräfte. Als Folge wird das Eindringen von korrosiven Medien reduziert und die Dauerhaftigkeit der Beton- und Stahlbetonbauwerke verbessert.

Konventioneller Faserbeton weist im Vergleich zu unbewehrtem Beton in der Regel keine höhere

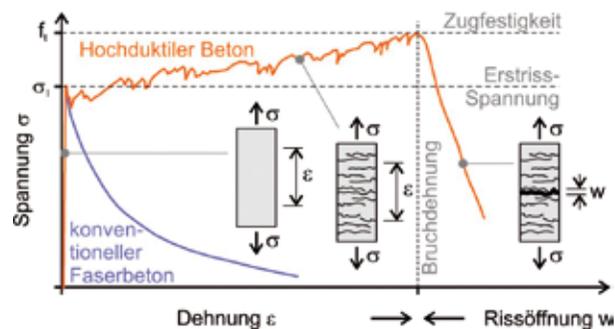


Bild 2 Typische Spannungs-Dehnungsbeziehung von konventionellem Faserbeton und hochduktiler Beton sowie Rissbilder von hochduktiler Beton (Grafik: Marko Butler)

Bruchdehnung, sondern lediglich ein gutmütigeres Entfestigungsverhalten auf und kann nicht als duktiler Werkstoff bezeichnet werden. Hochduktiler Betone mit Kurzfaserbewehrung weisen dagegen unter Zugbeanspruchung eine Verfestigung auf und besitzen eine im Vergleich zu gebräuchlichen Faserbetonen mehr als einhundertmal höhere Bruchdehnung.

Die ersten Arbeiten zum Thema hochduktiler Beton mit einem relativ geringen Gehalt an kurzen Kunststofffasern wurden von Li [3] veröffentlicht, der diese neue Werkstoffgruppe als *Engineered Cementitious Composites* (ECC) bezeichnete. International hat sich in den vergangenen Jahren der Begriff *Strain-Hardening Cement-based Composites* (SHCC) etabliert [4]. Da sich diese Bezeichnung nur sehr umständlich ins Deutsche übersetzen lässt, wird hier der einfachere, im deutschsprachigen Raum inzwischen geläufige Name „hochduktiler Beton“ verwendet [5].

Im vorliegenden Aufsatz wird ein Überblick über die Konzeption, charakteristische Eigenschaften und erste Anwendungen dieses neuen Werkstoffes gegeben. Die Grundlage bilden dabei die am Institut für Baustoffe der TU Dresden durchgeführten Arbeiten der vergangenen Jahre. Des Weiteren wird auf eine vorangegangene Überblickspublikation in der Zeitschrift Beton- und Stahlbetonbau verwiesen [6].

3 Werkstoffentwicklung

3.1 Baustoffliche Grundlagen

Eine rein empirische Vorgehensweise ist bei der Entwicklung hochduktiler Betone – aufgrund der großen Anzahl relevanter Variationsparameter – nicht zielführend. Vielmehr wird eine durchgehende Modellierung des Werkstoffes von der Makroebene über die Meso- bis zur Mikroebene benötigt [3], [7].

Auf der Makroebene werden Werkstoffe als homogen angesehen. Auf dieser Ebene, auf der Ingenieure üblicherweise arbeiten, kann Beton als duktil bezeichnet werden, wenn sich nach Bildung des ersten Risses keine Entfestigung einstellt, sondern eine Zunahme der Verformung bei gleichbleibender oder zunehmender Spannung erfolgt (engl.: *strain hardening*), siehe Bild 2. Hierzu müssen die Fasern in der Erstrissebene die einwirkende Spannung σ_1 vollständig übernehmen und eine weitere Steigerung der Beanspruchung und hiermit multiple Rissbildung ermöglichen. Diese multiple Rissbildung setzt sich fort, bis die rissüberbrückende Wirkung der Fasern in einer der Rissebenen erschöpft ist. Damit wird die Zugfestigkeit f_t des Betons erreicht und es tritt eine Lokalisierung des Versagens ein (Bild 2).

Um rissüberbrückende Mechanismen wirkungsvoll zu aktivieren, müssen die Fasern einen hinreichend hohen E-Modul und eine hohe Zugfestig-

keit aufweisen. Der Durchmesser und die Länge der Fasern müssen den Größenverhältnissen der Strukturebene angepasst sein, auf der die Rissüberbrückung stattfinden soll. Dabei kann eine aktive Rissüberbrückung nur dann erfolgen, wenn ein hinreichend starker Verbund zwischen Matrix und Fasern vorhanden ist.

Auf der Mesoebene (Betrachtung der einzelnen Rissebenen) bildet ein stabiles Wachstum jedes einzelnen Risses die Voraussetzung für die Duktilität des Verbundwerkstoffes. Dazu sind die Wirkung der Fasern und die Zugfestigkeit bzw. Bruchzähigkeit der Matrix aufeinander abzustimmen.

Für das stabile Risswachstum auf der Mesoebene und damit ein duktiler Materialverhalten ist eine Aktivierung einer hohen Anzahl von den Riss kreuzenden Einzelfasern erforderlich. Bei Zugbelastung findet – beginnend von der Rissebene in der Matrix – zunächst eine partielle Ablösung der Fasermantelfläche von der Matrix statt [8], [9]. Der abgelöste Abschnitt der Faser erfährt eine Zugdehnung, deren Betrag von der Länge dieses Abschnittes und der durch den Faserschlupf in der Interphase aktivierten Scherspannungen abhängt und die sich in einer zunehmenden Rissöffnung manifestiert. Eine Steigerung der durch die Fasern übertragbaren Zugkraft ist in diesem Stadium möglich, was letztendlich zur Bildung neuer Risse und zu einer Dehnungsverfestigung auf Makroebene führt. Verlieren viele der Fasern in einem Riss ihre Veranke-

rung in der Matrix und werden ausgezogen, kommt es in diesem betroffenen Riss zur Lokalisierung des Versagens.

3.2 Zusammensetzung

Die beste Eignung zur Steigerung der Duktilität des normalfesten Betons wiesen bisher mit öligen Substanzen beschlichtete Polyvinylalkoholmikrofasern (PVA) auf. Für hoch- und ultrahochfeste Matrices empfehlen sich hochmodulige Polyethylenmikrofasern (HDPE) oder Poly(p-phenylen-2,6-benzobisoxazol)fasern (PBO). Damit sich die Wirkung der Fasern voll entfalten kann, müssen sie sehr gleichmäßig in der Matrix verteilt sein. Dies ist durch Optimierung der rheologischen Eigenschaften der Matrix im Frischzustand und durch die geeignete Gestaltung des Mischvorgangs zu erreichen. Auch eine deutliche Reduktion des Größtkorns wirkt sich positiv auf die Gleichmäßigkeit der Faserverteilung über das Matrixvolumen aus.

Tabelle 1 gibt zwei Beispiele für die Zusammensetzung von hochduktilen Beton mit normaler (37 N/mm²) und sehr hoher (140 N/mm²) Würfel-

druckfestigkeit. Bei normalfestem hochduktilen Beton (hier Kurzbezeichnung NF) besteht der Binder aus einer Kombination aus Portlandzement 42,5 R und Flugasche (FA). Als Gesteinskörnung fand bei dieser Mischung NF Quarzsand der Körnung 0,06–0,20 mm Verwendung. Des Weiteren wurden 2,25 Vol.-% PVA-Fasern mit einer Länge von 12 mm und einem Durchmesser von 40 µm zugegeben [10]. Zur Einstellung der rheologischen Eigenschaften wurden der Mischung Fließmittel (FM) und Stabilisierer (ST) zugesetzt. Das Bindemittel in der hochfesten Mischung (HF) besteht aus Portlandzement CEM I 52,5 R-HS und Silikastaub (SF). Neben dem Quarzsand 0,06/0,20 wurden 2 Vol.-% HDPE-Fasern mit einer Länge von 12 mm und einem Durchmesser von 20 µm eingesetzt [11].

4 Mechanische Eigenschaften, Verformungs- und Bruchverhalten

Das Verhalten von hochduktilen Beton unter Druckbeanspruchung unterscheidet sich nicht prinzipiell von dem konventioneller Faserbetone und kann daher im Allgemeinen anhand gängiger Druckprüfungen ermittelt werden. Beispielsweise betragen die

Beton	Zement	FA/SF	Quarzsand	Wasser	FM	ST	Faser
NF	320	750 (FA)	535	335	16,1	3,2	29,3 (PVA)
HF	1533	307 (SF)	153	295	22,5	-	20,0 (HDPE) oder 31,0 (PBO)

Tabelle 1:
Zusammensetzung
hochduktiler Betone
(Beispiele)

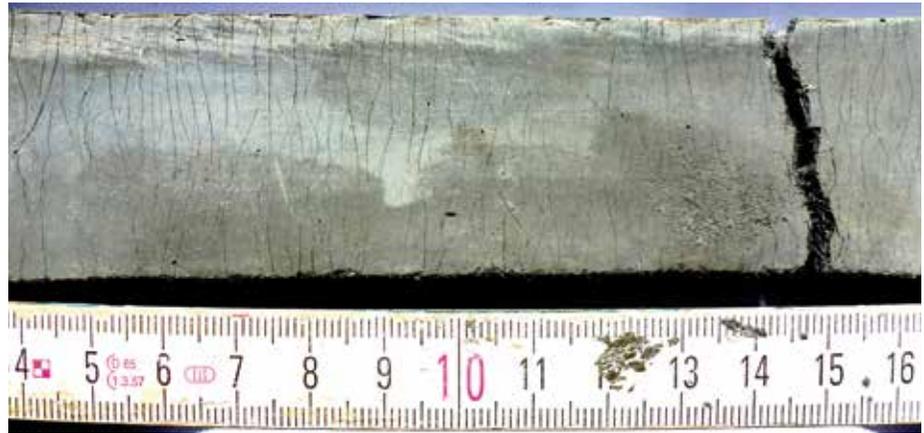
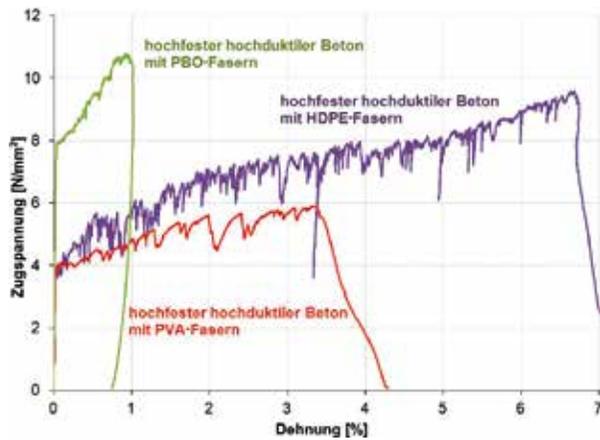


Bild 3 Typische Spannungs-Dehnungsbeziehung von normalfestem und hochfestem hochduktilen Beton unter Zugbeanspruchung sowie charakteristisches Rissbild von hochduktilen Beton beim Erreichen der Bruchdehnung (Grafik und Foto: Iurie Curosu)

Druckfestigkeit des Betons NF im Alter von 28 Tagen 37 N/mm^2 , der E-Modul ca. 16.000 N/mm^2 und die Bruchdehnung $0,67 \%$.

4.1 Verhalten unter einachsiger monotoner Zugbeanspruchung

Die wichtigste und entscheidende Eigenschaft hochduktiler Betone ist eine Dehnungsverfestigung unter einaxialer Zugbeanspruchung, begleitet von einer multiplen Rissbildung und hierdurch bedingten großen nichtelastischen Verformungen. Bild 3 zeigt typische Spannungs-Dehnungskurven aus solchen Versuchen für die in Tabelle 1 angegebenen Betonzusammensetzungen. Nach der Erstrissbildung auf dem Niveau der Zugfestigkeit

eines herkömmlichen normalfesten Betons erfolgt eine Verfestigung des Werkstoffes. Die leichten Sprünge der Kurven markieren die Bildung von neuen, mehr oder minder parallel zueinander verlaufenden Rissen. Das Foto in Bild 3 zeigt ein typisches Rissbild kurz vor dem Erreichen der Bruchdehnung.

4.2 Verhalten unter zyklischer Zugbeanspruchung

Jun und Mechtcherine [10] führten eine Reihe verformungs- und lastgesteuerter zyklischer Zugversuche durch. Die unter verformungsgesteuerter zyklischer Belastung ermittelte Zugfestigkeit war etwas kleiner als der entsprechende Wert aus den

*Bild 4
Bruchflächen von
Prüfkörpern aus SHCC,
links mit wenigen
Zug-Druck-Belastungs-
zyklen vor dem Versa-
gen und rechts nach
hoher Anzahl der Belas-
tungszyklen, rot gekenn-
zeichnet sind Risse in
der SHCC-Matrix.
(Fotos: Steffen Müller)*

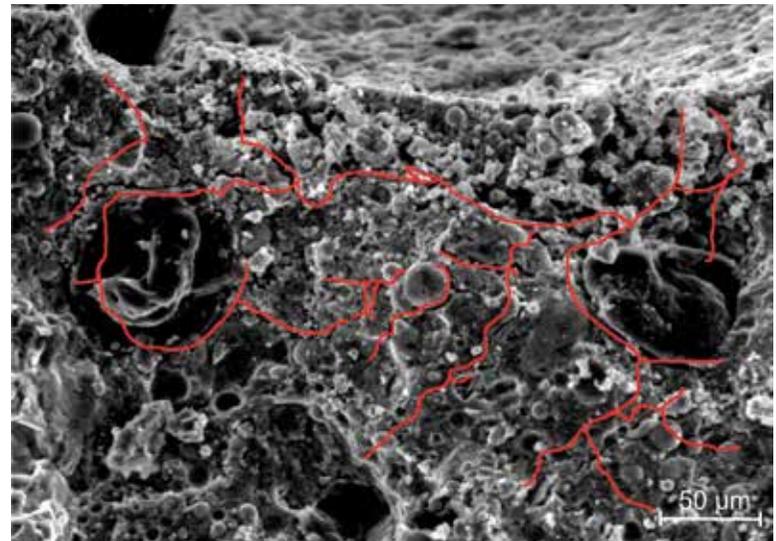
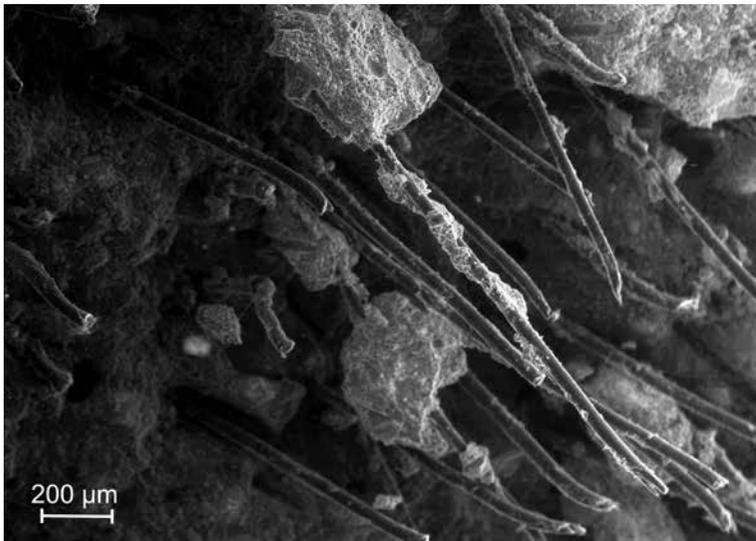
Versuchen mit monotoner Belastung. Bei Anwendung einer relativ geringen Anzahl von Lastzyklen (wenige Dutzend) unterschied sich die Bruchdehnung bei zyklischer Beanspruchung nicht von der bei monotoner Belastung. Die mittlere Anzahl der Lastzyklen in den kraftgesteuerten Versuchen war zwar etwas größer (ca. 2.000) als bei den verformungsgesteuerten Versuchen, es konnte aber auch hier kein Unterschied zur Bruchdehnung unter monotoner Belastung festgestellt werden. Die definierten Oberspannungen in den kraftgesteuerten Zugversuchen lagen deutlich unter der Zugfestigkeit des Materials.

In den laufenden Untersuchungen an der TU Dresden wird das Verhalten von angerissenem

hochduktilen Beton unter hochzyklischer Wechselbeanspruchung Zug-Druck untersucht. Die ersten Ergebnisse zeigten, dass mit zunehmender Lastwechselzahl sowohl die Zugfestigkeit als auch die Bruchdehnung deutlich abnahmen [12]. Außerdem konnte eine Verringerung der Rissanzahl beobachtet werden. Als Ursache dafür wurde die Schädigung der Fasern und der Kontaktzone im Rissbereich identifiziert, siehe Bild 4.

4.3 Verhalten unter stoßartiger Beanspruchung

Wie sich eine zunehmende Belastungsgeschwindigkeit auf die bei statischer Belastung nachgewiesenen positiven Eigenschaften (hohe Bruch-



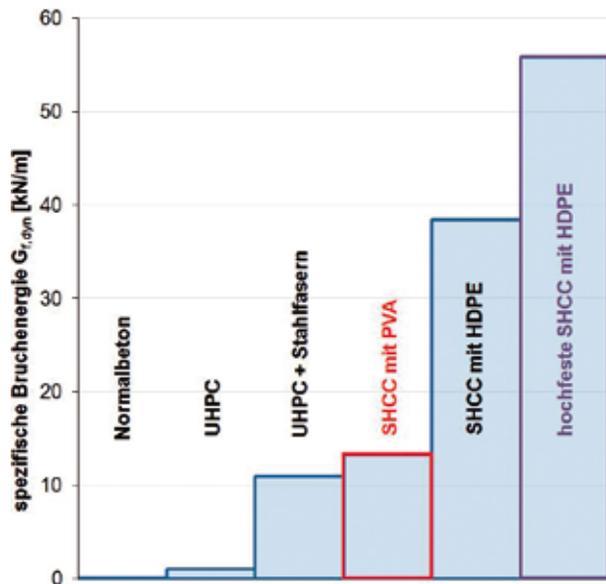


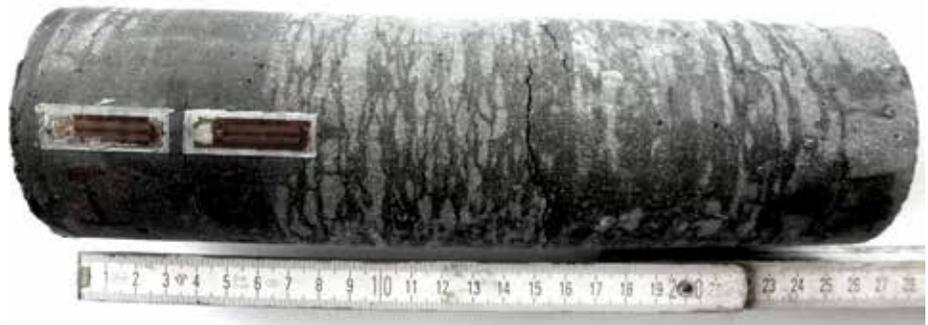
Bild 5
Spezifische Bruchenergie unterschiedlicher Betone aus den Versuchen im Hopkinson-Bar: normalfester Beton (NB), UHPC ohne Fasern, UHPC mit 2,5 % Stahlfasern ($l/d = 9 \text{ mm}/0,15 \text{ mm}$), normalfester SHCC mit PVA-Fasern, normalfester SHCC mit HDPE-Fasern und hochfester SHCC mit HDPE-Fasern [11]

dehnung, feine Rissverteilung, hohe Bruchenergie) von SHCC auswirkt, wurde von Mechtcherine et al. [13], [14], [15] erforscht. Sie untersuchten das Materialverhalten von SHCC mit PVA-Fasern bei hochdynamischer Belastung (Verzerrungsraten bis 150 s^{-1}). Mit zunehmender Dehnraten wurden

zunächst eine Steigerung der Zugfestigkeit und eine Abnahme der Bruchdehnung bzw. multiplen Rissbildung gemessen. Ab Dehnraten von ca. 1 s^{-1} nahm jedoch die Bruchenergie durch die Änderung des Versagensmodus zu [13].

Curosu et al. [11] untersuchten die Bedeutung des Faser-Matrix-Verbundes hinsichtlich des Verhaltens von SHCC unter höheren Verzerrungsraten anhand zweier verschiedener SHCC mit hydrophoben Hochleistungspolymerfasern (HDPE). Die analysierten SHCC wiesen auch unter Impaktbelastungen eine sehr hohe Duktilität und eine hervorragende Energiedissipation auf. Die spezifische Bruchenergie des SHCC betrug je nach Mischungszusammensetzung das 300- bis 500fache der Werte für herkömmlichen Beton und mindestens das 3fache im Vergleich zum in [13] und [15] beschriebenen SHCC mit hydrophilen PVA-Fasern, siehe Bild 5. Die Steigerung der gesamten Bruchenergie (*work-to-fracture*) unter Berücksichtigung der multiplen Rissbildung in ungekerbten SHCC-Proben (siehe Bild 6) dürfte noch deutlich höher sein.

Bild 6
Multiple Rissbildung einer SHCC-Probe nach einem Zugversuch am Hopkinson-Bar [11]



her liegen. Es fehlt jedoch bisher die Methodik, um diesen Kennwert zu ermitteln.

4.4 Einfluss der Stahlbewehrung und *size effect*

Der alleinige Einsatz von Fasern als Bewehrung ist im konstruktiven Ingenieurbau bislang auf wenige Anwendungsgebiete beschränkt, sodass in vielen tragenden Bauteilen eine Kombination von hochduktilen Beton und konventioneller Stahlbewehrung erforderlich wird. Das Zusammenwirken beider Bewehrungsarten soll ein günstiges Trag- und Verformungsverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen herbeiführen. Die rissüberbrückende Wirkung der Fasern führt dabei zu einer deutlichen

Steigerung der Tragfähigkeit und hat durch die geringen Verformungen im Zustand II einen günstigen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit. Des Weiteren werden durch das Zusammenwirken von Fasern und Stahlbewehrung die Rissbreiten deutlich reduziert und dadurch eine wesentliche Verbesserung der Dauerhaftigkeit erzielt. Um diese Zusammenhänge im bauwerkrelevanten Maßstab nachzuweisen und zu analysieren, wurden am Institut für Baustoffe der TU Dresden einaxiale Bauteilzugversuche durchgeführt, auf deren Basis das globale und lokale Zugtragverhalten der großformatigen Verbundkörper beschrieben werden kann [16]. Die Bauteile hatten eine Länge von 3 m, eine Breite von 1 m und eine Höhe von 0,24 m, siehe auch Bild 7.

Bild 7
Versuchsstand für die großformatigen einaxialen Zugversuche im Otto-Mohr-Laboratorium
(Foto: Eric Mündecke)



Bild 8 zeigt das Spannungs-Dehnungsverhalten der zweilagig bewehrten Bauteile im Vergleich zu den rechnerisch ermittelten Werten für die entsprechende Stahlbewehrung (ohne Berücksichtigung von Beton). Daraus lassen sich drei Bereiche für das Spannungs-Dehnungs- bzw. Kraft-Verformungsverhalten von stahlbewehrten Scheiben aus hochduktilen Beton ableiten [16]. Im ersten Bereich verbleibt der Querschnitt im Zustand I, wobei die Kraft mit zunehmender Dehnung linear bis zum Erreichen der Erstrissbildung ansteigt. Diese setzt bei einer Dehnung von ungefähr 0,01 bis 0,02 % ein, wobei die Erstrissspannung im Bauteil zwischen 1,5 und 2,0 N/mm² variiert. Diese relativ geringen Werte sind auf die Abnahme der Zugfestigkeit des

Dehnelemente aus hochduktilen Beton durch Maßstabs- bzw. Größeneffekte zurückzuführen.

Im zweiten Bereich geht der Dehnkörper in den Zustand II über, was durch eine multiple Rissbildung im hochduktilen Beton gekennzeichnet ist. Dabei gleicht sich der Anstieg der Dehnungskurve an die Steifigkeit der Stahlbewehrung an. Die Steifigkeit des gesamten Bauteils wird dabei kleiner, während die Betonzugkraft konstant bleibt. Das Letztere ist auf die rissüberbrückende Wirkung der Fasern zurückzuführen, die auch während der fortschreitenden Rissbildung in der Lage sind, Zugspannungen zu übertragen. Dabei konnte eine feine Verteilung der Risse auf der Bauteiloberfläche mit einer durchschnittlichen Rissweite von 50 μm gemessen werden [17]. Dieses quasi-elastische Verhalten, in dem sich die elastische Dehnung des Stahls mit der quasi-plastischen Dehnung des Betons überlagert, setzt sich bis zum Erreichen der Fließgrenze des Stahls fort. Diese liegt bei einer Dehnung von ca. 0,3 % und markiert die erreichte Höchstkraft. Mit dem Erreichen der Höchstkraft setzt die Lokalisierung des Versagens durch die Öffnung eines einzigen Risses ein, der die geringste Zugkraft übertragen kann. Das Nachrissverhalten zeigt eine Entfestigung bis zur Fließgrenze des Stahls.

5 Dauerhaftigkeit

Der Sachstandbericht des RILEM-Komitees 208-HSC [18] liefert eine umfassende und detailliertere

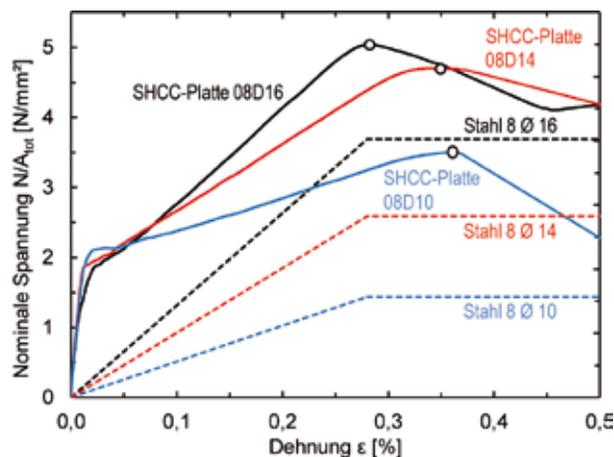
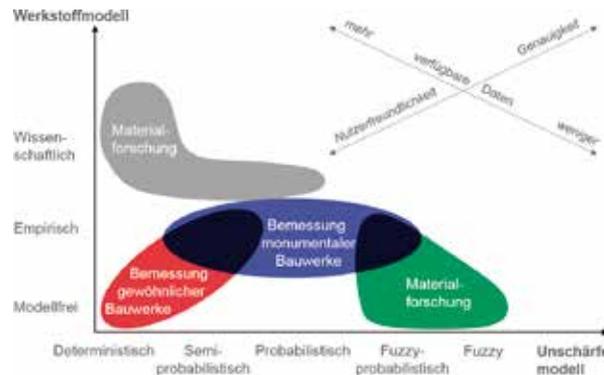


Bild 8
Spannungs-Dehnungsverhalten der zweilagig bewehrten Bauteile aus hochduktilen Beton; durchgezogene Linien: Versuchswerte, gestrichelte Linien: bekannte Spannungs-Dehnungsbeziehungen für den Bewehrungsstahl (hier bilinear approximiert), nach [16]

Darstellung des Sachstandes bezüglich der Dauerhaftigkeit von SHCC. Der derzeit in der Schlussphase der Vorbereitung befindliche neue Bericht des RILEM-Komitees 240-FDS wird ergänzende Informationen beinhalten. Des Weiteren wird auf die Literaturstellen [19] und [20] verwiesen. Insbesondere ist hier die positive Wirkung der geringeren Rissbreiten in hochduktilen Beton im Vergleich zu herkömmlichem Beton hervorzuheben, die zur Reduktion des Eindringens von korrosiven Medien und damit zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit der Beton- und Stahlbetonbauwerke führt. Außerdem weisen die feinen Risse ein ausgesprochenes Selbstheilungsvermögen auf.

Die erfolgreiche Anwendung jedes neuen Baustoffes, und dies bezieht sich in vollem Maße

Bild 9
Kombinationen von
Schädigungs- und Un-
schärfemodellen
als Basis der Dauer-
haftigkeitsbemessung,
nach [20]



auch auf hochduktilen Beton, ist jedoch erst dann gesichert, wenn ein gut begründetes Dauerhaftigkeitskonzept vorliegt, welches eine hohe Ausnutzung des Materialwiderstandes ermöglicht und gleichzeitig die Schadensgefahr gering hält. Geringe Erfahrung mit einem neuen Baustoff und eine meist sehr eingeschränkte Datenbasis erfordern neue Herangehensweisen bei der Vorhersage der Dauerhaftigkeit, vgl. Bild 9. Da für den neuen Baustoff keine ausreichenden Daten zur Aufstellung von rein probabilistischen Nachweiskonzepten vorliegen, muss der probabilistische Ansatz mit erweiterten Unschärfemodellen kombiniert werden [20]. Ein solches Dauerhaftigkeitskonzept ermöglicht unter anderem auch die Einbindung von Expertenwissen, welches sich nicht in Zahlen fassen lässt. Auf der Grundlage von nur wenigen Daten gelingt die Vorhersage einer Bandbreite möglicher Lebensdauern eines Bauwerkes. Dies wurde exemplarisch bereits für

chloridbeaufschlagte stahlbewehrte Bauteile aus hochduktilen Beton demonstriert [21], [22]. Außerdem ermöglichen fuzzy-probabilistische Analysen eine gezielte Planung von experimentellen Untersuchungen, die eine Zuschärfung der Daten für maßgebliche Einflussparameter herbeiführen.

6 Anwendungen

Die Anwendungen von hochduktilen Beton sind aufgrund der Neuheit dieses Werkstoffes noch rar. Die im Folgenden dargestellten Beispiele sollen jedoch einige wichtige Einsatzgebiete bzw. auch das mögliche Anwendungsspektrum aufzeigen.

6.1 Ingenieurbau

Die Verwendung hochduktiler Betone führt zu einer deutlich höheren Tragfähigkeit und Sicherheit von Betonbauwerken, insbesondere bei stoßartiger Belastung. In hoch beanspruchten Bereichen von Stahlbetonkonstruktionen könnten Bauelemente aus hochduktilen Beton für ein hohes Verformungsvermögen bzw. eine hohe Energieabsorption sorgen. Diese Idee wurde vor kurzem in Japan an zwei Stahlbetonhochbauten in Tokio und Yokohama umgesetzt. Die Kupplungselemente aus mit Stabstahl bewehrtem hochduktilen Beton werden zwischen schubsteifen Wandelementen angeordnet und wirken im Falle eines Erdbebens als Energieabsorber [23].

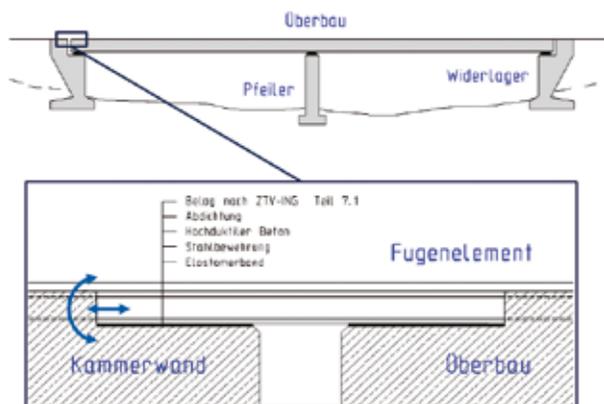


Bild 10 Schematische Darstellung der Anwendung von hochduktilen Betonen für fugenlose Konstruktionen im Brückenbau

(Grafik: Eric Mündecke)

An der TU Dresden werden in einem laufenden Forschungsvorhaben stahlbewehrte Bauteile aus hochduktilen Betonen für fugenlose Konstruktionen

im Brückenbau untersucht [16], siehe Bild 10. Durch den Einsatz des neuen Werkstoffes im Bereich von Fahrbahnübergängen können seine besonderen Materialeigenschaften für eine effiziente und dauerhafte Bauweise genutzt werden. Die dazu gehörenden Zugversuche an großformatigen Betonscheiben mit unterschiedlichen Bewehrungskonfigurationen wurden in Abschnitt 4.4 vorgestellt.

6.2 Instandsetzung und Verstärkung von Bauwerken

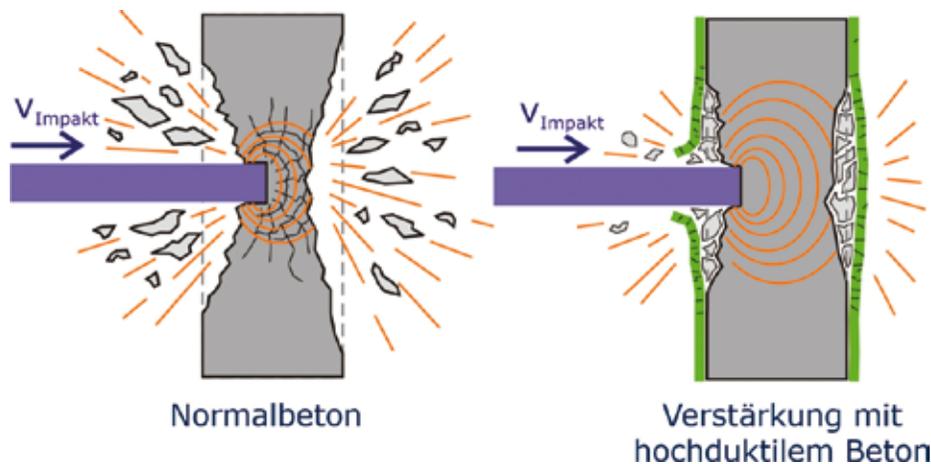
Der Einsatz hochduktiler Betone für die Instandsetzung bzw. Verstärkung von Bauwerken erscheint besonders vielversprechend. Bild 11 zeigt, dass sich die im Altbeton vorliegenden groben Risse durch hochduktilen Beton in eine große Anzahl sehr feiner, unschädlicher und sich bei hinreichendem Feuchteangebot komplett selbstheilender Risse aufteilen.

Bild 11 Rissentwicklung in einer Reparatur- bzw. Verstärkungsschicht aus hochduktilen Betonen auf einem gerissenen Stahlbetonuntergrund (Fotos: Iurie Curosu)



Das an der TU Dresden entwickelte Material wurde im Sommer 2011 erfolgreich für die Ertüchtigung eines Teils des Oberbeckens des Pumpspeicherkraftwerks Hohenwarte II in Thüringen eingesetzt. Es ging in diesem Projekt darum, die Dichtheit der Betonwände dauerhaft wiederherzustellen, was durch die Reprofilierung der abgewitterten Betonoberfläche und die damit einhergehende Schließung der Risse und undichten Fugen erzielt wurde. Der hochduktile Beton wurde – je nach Untergrundunebenheit – in einer Dicke von ein bis fünf Zentimeter durch Nassspritzverfahren aufgebracht. Die im Sommer 2015 durchgeführte Zustandserfassung zeigte eine sehr gute Risskontrolle durch die Reparaturschicht aus hochduktilen Beton. Das Verhalten des neuen Reparatursystems wird in den nächsten Jahren weiterhin intensiv beobachtet.

Bild 12
Impaktwiderstand eines Betonbauteils ohne (links) und mit Verstärkung (rechts) durch hochduktilen Beton
(Grafik: Marko Butler)



In Gifu (Japan) wurde eine durch AKR geschädigte Betonstützwand (18 m lang und 5 m hoch) mit einer 50–70 mm starken Schicht aus hochduktilen Beton instandgesetzt. Seit dem Ende der Reparaturmaßnahmen im April 2003 wird die Stützmauer kontinuierlich beobachtet. Nach 24 Monaten wurden in der Reparaturschicht Rissbreiten von 100 μm gemessen, während die Risse in einer mit einem konventionellen Reparaturmörtel instandgesetzten Referenzfläche 0,2 mm bzw. 0,3 mm breit waren [23]. Weitere gute Erfahrungen wurden in Japan bei der Sanierung von Aquädukten gesammelt [23]. In den USA wurden zwei Brückendecken mit hochduktilen Beton erfolgreich instand gesetzt [25].

In einigen Fällen könnte die Verstärkung von Stahlbetonbauteilen durch hochduktilen Beton eine adäquate Lösung darstellen. In jedem Fall erscheint der Einsatz von hochduktilen Beton zur Verstärkung von Bauteilen sinnvoll, die im Hinblick auf energiereiche, stoßartige Beanspruchungen wie z. B. Erdbeben, Anprall oder Beschuss zu ertüchtigen sind, siehe Bild 12. Die Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden plant, mit der Unterstützung durch weitere Fakultäten, ein Graduiertenkolleg der DFG zum Thema „Impactsicherheit von Baukonstruktionen durch mineralisch gebundene Komposite“ einzurichten.

Des Weiteren wurde am Institut für Baustoffe der TU Dresden ein hochduktiler Spritzbeton als



*Bild 13
Einbau des hochduktilen Betons mittels Walzenfertiger (links) bzw. Asphaltfertiger (rechts)
(Fotos: Steffen Müller)*

Verstärkungsmaterial für Mauerwerk entwickelt und erprobt. Die ersten Ergebnisse aus Schubversuchen an Mauerwerkelementen zeigen eine sehr deutliche Zunahme der Schubfestigkeit, des Verformungsvermögens und der Bruchenergie als Folge der Verstärkung mit einer 10 mm dicken Schicht aus hochduktilen Beton [1].

6.3 Betonfertigteile

Ein weiteres mögliches Anwendungsgebiet ist die Herstellung von dünnwandigen Bauteilen (Fassadenelemente, Rohre, integrierte Schalungen etc.), bei denen eine konventionelle Bewehrung wenig wirksam und gegen Korrosion nicht hinreichend geschützt ist.

6.4 Straßenbelag

Im Rahmen eines von der Bundesanstalt für Straßenbau (BASt) finanzierten FuE-Projektes wurde an der TU Dresden das Potential des hochduktilen Betons als Straßenbaustoff im Hinblick auf eine fugenlose Bauweise sowie auf die Verringerung der Dicke der Befestigungsschicht untersucht [23]. Nach erfolgreichen großmaßstäblichen Laborversuchen wurden in einem sich anschließenden Feldversuch auf einer 100 m langen und 3 m breiten Demonstrationsfläche Befestigungen mit einer Plattendicke von 15 cm eingebaut, siehe Bild 13. Hochduktiler Beton wurde hierbei mit einem 3-Kubikmeter-Freifallmischer hergestellt. Der mit verschiedenen Einbautechniken gefertigte Demonstrator zeigt, dass

sich SHCC in der Praxis produzieren und einbauen lässt. Nach einjähriger Liegezeit sind trotz Schwerverkehrsbelastung noch keine Schäden erkennbar. Die bisherigen Ergebnisse lassen erwarten, dass unter Verwendung von SHCC eine fugenlose Betonbauweise für den Straßenbau erfolgreich realisiert werden kann.

7 Zusammenfassung

Die Duktilität des Betons hat einen ausgeprägten positiven Einfluss auf die Trag- und Gebrauchsfähigkeit von Betonkonstruktionen sowohl bei statischer als auch bei dynamischer Beanspruchung. Auf der Basis mehrskaliger Modellierungsansätze können hochduktile Betone gezielt entwickelt und optimiert werden. Diese weisen bei einem Kunststoffasergehalt von ca. 2 Vol.-% unter Zugbeanspruchung ein ausgeprägtes Verfestigungsverhalten und eine Bruchdehnung von ca. 2 bis 7 % auf.

Das Verhalten von hochduktilen Beton unter Druckbeanspruchung unterscheidet sich nicht prinzipiell von dem konventioneller Faserbetone und kann daher im Allgemeinen anhand gängiger Druckprüfungen ermittelt werden. Für die Erfassung des charakteristischen Verhaltens hochduktiler Betone unter Zugbeanspruchung erwiesen sich die Zugversuche an ungekerbten, taillierten Prüfkörpern mit unverdrehbaren Lasteinleitungsplatten als am besten geeignet. Für die Bemessung und Schnittgrößenermittlung kann das Materialverhalten unter

monotoner Belastung mit bi-linearen stoffgesetzlichen Beziehungen beschrieben werden.

Erste Ergebnisse zum hochzyklischen Ermüdungsverhalten von hochduktilen Beton zeigten, dass seine Zugfestigkeit und Bruchdehnung im Vergleich zu der statischen, monotonen Belastung reduziert werden. Mit steigender Verzerrungsrate nehmen die Bruchenergie und die Bruchdehnung von hochduktilen Beton bei Dehnungsraten $< 1 \text{ s}^{-1}$ ab, während die Zugfestigkeit zunimmt. Das Versagen wird spröder. Bei höheren, hochdynamischen Belastungen nehmen die Bruchenergie und die Bruchdehnung wieder deutlich zu. Eine besonders starke Zunahme ist aber für die Zugfestigkeit zu verzeichnen.

Die Dauerhaftigkeit hochduktiler Betone bzw. der Schutz der Stahlbewehrung durch hochduktilen Beton werden maßgeblich durch die spezifische multiple Rissbildung mit kleinen Rissbreiten beeinflusst. Hochduktiler Beton weist einen deutlich höheren Widerstand gegenüber dem Eindringen korrosiver Medien auf als gerissener herkömmlicher Beton. Die adäquaten Konzepte zur Dauerhaftigkeitsbemessung von Bauteilen aus hochduktilen Beton sind noch zu entwickeln.

Die genannten Anwendungsbeispiele demonstrieren das große Potential hochduktilen Betons. Aufgrund des vorteilhaften, leicht beschreibbaren Spannungs-Dehnungsverhaltens könnte die Ver-

wendung dieser Betonart sowohl den Neubau als auch die Instandsetzung von Betonbauwerken in speziellen Anwendungsgebieten revolutionieren.

Literatur

- [1] Mechtcherine, V.: Novel cement-based composites for the strengthening and repair of concrete structures. *Construction and Building Materials* 41 (2013) 365–373
- [2] Mechtcherine, V.: Towards a durability framework for structural elements and structures made of or strengthened with high-performance fibre-reinforced composites. *Construction and Building Materials* 31 (2012) 94–104
- [3] Li, V. C.: From micromechanics to structural engineering – The design of cementitious composites for civil engineering applications. *JSCE Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering* 10 (1993) 37–48
- [4] Toledo Filho, R. D.; Silva, F. A.; Koenders, E. A. B.; Fairbairn, E. M. R. (eds.): *Strain Hardening Cementitious Composites (SH-CC2-Rio) – RILEM Proceedings PRO 81*, 12.–14.12.2011 in Rio de Janeiro (Brazil), Bagnaux: RILEM Publications S.A.R.L., 2011
- [5] Mechtcherine, V. (Hrsg.): *Hochduktile Betone mit Kurzfaserbewehrung – Entwicklung, Prüfung, Anwendung*. Stuttgart: ibidem, 2005
- [6] Mechtcherine, V.: *Hochduktiler Beton mit Kurzfaserbewehrung: Baustoffliche Grundlagen und bautechnische Anwendungen*. *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015) 1, 50–58
- [7] Naaman, A. E.: Strain hardening and deflection hardening fiber reinforced cement composites. In: Naamann, A. E.; Reinhardt, H. W. (eds.): *Proceedings pro030: 4th International RILEM Workshop on High Performance Fiber-Reinforced Cement Composites (HPFRCC4)*, 16.–18.6.2003 in Ann Arbor (Michigan, USA), Bagnaux: RILEM Publications, 2003, 95–104
- [8] Boshoff, W. P.; Mechtcherine, V.; Van Zijl, G. P. A. G.: Characterising the Time-Dependant Behaviour on the Single Fibre Level of SHCC – Part 1: Mechanism of Fibre Pull-out Creep. *Cement and Concrete Research* 39 (2009) 779–786
- [9] Boshoff, W. P.; Mechtcherine, V.; Van Zijl, G. P. A. G.: Characterising the Time-Dependant Behaviour on the Single Fibre Level of SHCC – Part 2: The rate-effects in Fibre Pull-out Tests. *Cement and Concrete Research* 39 (2009) 787–797
- [10] Jun, P.; Mechtcherine, V.: Behaviour of strain-hardening cement-based composites (SHCC) under monotonic and cyclic tensile loading – Part 1: Experimental investigations. *Cement and Concrete Composites* 32 (2010) 801–809
- [11] Curosu, I.; Mechtcherine, V.; Millon, O.: Effect of fiber properties and matrix composition on the tensile behavior of strain-hardening

- cement-based composites (SHCCs) subject to impact loading. *Cement and Concrete Research* 82 (2016) April, 23–35
- [12] Mueller, S.; Mechtcherine, V.: High-cycles fatigue of strain-hardening cement-based materials (SHCC). In: Schlangen, E.; Sierra Beltran, M. G.; Kukovic, M.; Ye, G. (Eds.): *Strain Hardening Cementitious Composites – Book of Proceedings of the 3rd International RILEM Conference on SHCC (SHCC3), 3.–5.11.2014 in Dordrecht (The Netherlands), Bagnaux: RILEM S.A.R.L. Publications, 2014, 137–144*
- [13] Mechtcherine, V.; Silva, F. A.; Butler, M.; Zhu, D.; Mobasher, B.; Gao, S.-L.; Mäder, E.: Behaviour of strain-hardening cement-based composites under high strain rates. *Journal of Advanced Concrete Technology* 9 (2011) 51–62
- [14] Mechtcherine, V.; Silva, F.; Müller, S.; Jun, P.; Toledo Filho, R. D.: Coupled strain rate and temperature effects on the tensile behavior of strain-hardening cement-based composites (SHCC) with PVA fibers. *Cement and Concrete Research* 42 (2012) 1417–1427
- [15] Mechtcherine, V.; Millon, O.; Butler, M.; Thomas, K.: Mechanical behaviour of strain-hardening cement-based composites under impact loading. *Cement and Concrete Composites* 33 (2011) 1–11
- [16] Mündecke, E.; Mechtcherine, V.: Untersuchung zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus hochduktilen Beton und Stahlbewehrung. *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015) 3, 220–227
- [17] Mündecke, E.; Mechtcherine, V.: Crack development in SHCC elements reinforced with steel bars and subjected to tensile loading. In: Schlangen, E.; Sierra Beltran, M. G.; Kukovic, M.; Ye, G. (Eds.): *Strain Hardening Cementitious Composites – Book of Proceedings of the 3rd International RILEM Conference on SHCC (SHCC3), 3.–5.11.2014 in Dordrecht (The Netherlands), Bagnaux: RILEM S.A.R.L. Publications, 2014, 401–408*
- [18] Van Zijl, G. P. A. G.; Wittmann, F. H. (Eds.): *Durability of Strain-Hardening Fibre-Reinforced Cement-Based Composites. RILEM State-of-the-Art Report 4, Springer, 2010*
- [19] Van Zijl, G. P. A. G.; Wittmann, W. H.; Oh, B. H.; Kabele, P.; Toledo Filho, R. D.; Fairbairn, E. M. R.; Slowik, V.; Ogawa, A.; Hoshiro, H.; Mechtcherine, V.; Altmann, F.; Lepech, M. D.: Durability of strain-hardening cement-based composites (SHCC). *Materials and Structures* 45 (2012) 1447–1463
- [20] Altmann, F.; Mechtcherine, V.: Durability design strategies for new cementitious materials. *Cement and Concrete Research* 54 (2013) 114–125
- [21] Altmann, F.; Sickert, J.-U.; Mechtcherine, V.; Kaliske, M.: A fuzzy-probabilistic durability concept for strain-hardening cement-based composites (SHCCs) exposed to chlorides – Part 1: Concept development. *Cement and*

- Concrete Composites 34 (2012) 754–762
- [22] Altmann, F.; Sickert, J.-U.; Mechtcherine, V.; Kaliske, M.: A fuzzy-probabilistic durability concept for strain-hardening cement-based composites (SHCC) exposed to chlorides – Part 2: Application example. Cement and Concrete Composites 34 (2012) 763–770
- [23] Rokugo, H.: Applications of Strain Hardening Cementitious Composites with multiple cracks in Japan. In: Mechtcherine, V. (Hrsg.): Hochduktile Betone mit Kurzfaserbewehrung – Entwicklung, Prüfung, Anwendung. Stuttgart: ibidem, 2005, 121–133
- [24] Müller, S.; Mechtcherine, V.: Use of strain-hardening cement-based composites (SHCC) as pavement material. In: Proceedings of the 9th International Symposium on Fibre Reinforced Concrete BEFIB 2016, 19.–21.9.2016 in Vancouver (Canada), zur Veröffentlichung angenommen
- [25] Lepech, M. D.; Li, V. C.: Application of ECC for bridge deck link slabs. Materials and Structures 42 (2009) 1185–1195



Dr.-Ing. Karl Morgen

*Geschäftsführer von WTM
Engineers, Hamburg*

Karl Morgen

Deutschlands größte Kamera

Oder: Wie Bauingenieure der Wissenschaft zum Durchblick verhelfen

Es ist besonders schön, wenn Bauingenieure an Projekten der Grundlagenforschung mitarbeiten dürfen. Das hier vorgestellte Projekt wird Einblicke in Strukturen auf Atomgröße ermöglichen und physikalisch-chemische Prozesse in Echtzeit filmen können und somit einen wesentlichen Beitrag zur Forschung liefern.

Die Zusammenarbeit von Hochenergiephysikern und Bauingenieuren stellt letztere vor völlig neue Herausforderungen, wie z. B. Diskussionen über Verformungen im Nanometerbereich oder der Einfluss der Erdkrümmung auf die Gradienten.

Der Blick über den Tellerrand war eine ungemeine Bereicherung und daher tritt in diesem Beitrag die Bautechnik bescheiden in die zweite Reihe.

1 Einführung

Der Brockhaus [1] definiert Kamera wie folgt: „Gerät zur optischen Abbildung von Gegenständen auf strahlungsempfindlichen Schichten mit den entsprechenden optischen, mechanischen und elektronischen Einrichtungen“.

Klassische Kameras – Größe im Zentimeterbereich – bilden optisch über mechanische Verschlüsse Gegenstände auf Filmen ab. Moderne Digitalkameras bilden optisch über Sensoren elektronische – digitale – Bilder ab. Sie sind klein, ja sogar so winzig – im Millimeterbereich –, dass sie heute in jedem Smartphone zu finden sind.

Röntgengeräte mit Größe im Meterbereich können Gegenstände durchleuchten und Bilder z. B. vom Knochengüst des Menschen oder Verborgenes sichtbar machen.



Hand des Anatomen Geheimrath von Kölliker in Würzburg.
 Im Physikalischen Institut der Universität Würzburg
 am 23. Januar 1896 mit X-Strahlen aufgenommen
 von
 Professor Dr. W. C. Röntgen.

Eines der ersten Röntgenbilder ist das von Albert von Köllikers Hand (mit Ring) vom 23. Januar 1896, aufgenommen von Wilhelm Conrad Röntgen. (Foto zu finden auf <http://wilhelmconradoentgen.de/en/about-roentgen>)

Der Wunsch, immer kleinere und kleinste Teile zu sehen, d. h. die Auflösung zu vergrößern, gerät mit rein optischen Methoden aufgrund der Wellenlänge des sichtbaren Lichtes (ca. $0,4$ bis $0,8 \times 10^{-6}$ m) an natürliche Grenzen. Für größere Auflösungen werden elektronische Strahlquellen erforderlich.

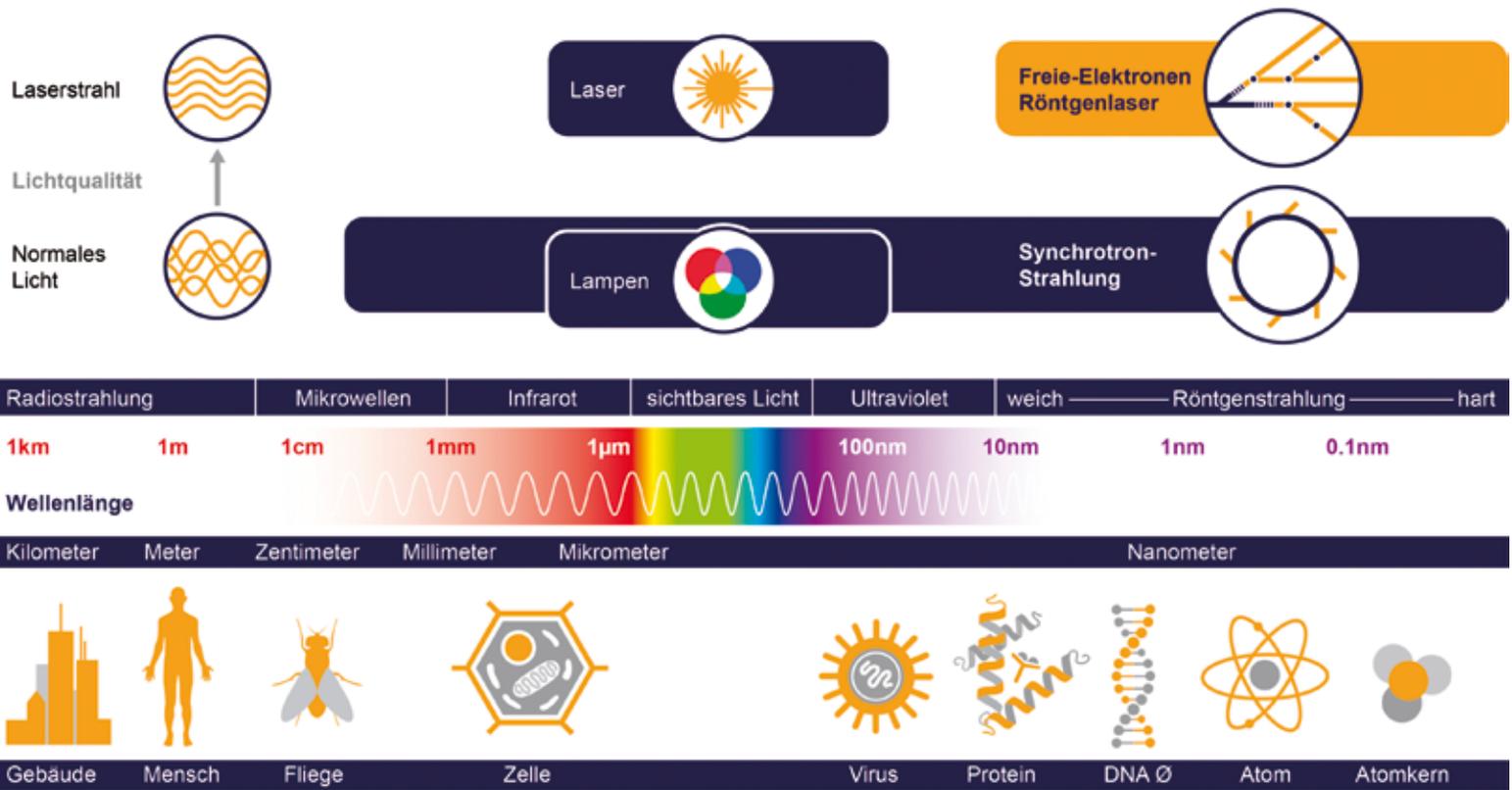
Dies führte zur Entwicklung von Elektronenrastermikroskopen, bei denen stark beschleunigte und gebündelte Elektronenstrahlen über das zu untersuchende Objekt geführt werden.

Für noch größere Auflösungen werden sogenannte harte Röntgenstrahlen mit Wellenlängen im Bereich von 10^{-12} m benötigt. Solches „Licht“ lässt sich mit sogenannten Röntgenlasern erzeugen. Werden hoch energetisch aufgeladene Teilchen beschleunigt, z. B. umgelenkt oder abgebremst, strahlen sie ein breites Spektrum hellen Lichts aus. Dieses Phänomen trat z. B. bei der sogenannten Synchrotronstrahlung in Ringbeschleunigern auf [5]. War es früher eine unvermeidliche Strahlungsquelle, die abgeschirmt wurde, nutzt man diese Synchrotronstrahlung schon seit den 1960er Jahren für die Forschung mit Licht. Dabei lassen sich Auflösungen bis in den atomaren Bereich erreichen. Solche Kameras haben mehrere hundert Meter Durchmesser.

Die Weiterentwicklung der Synchrotronstrahlung für noch höhere Auflösungen und für noch bessere Zeitaufösungen mit dem Ziel, atomare Prozesse filmen zu können, führte zur Entwicklung der

Übermaltes Portrait einer Frau, beim Röntgen des Gemäldes Grasland von Vincent van Gogh entdeckt (Aufnahme: DESY/XFEL), s. a. [2]–[4]



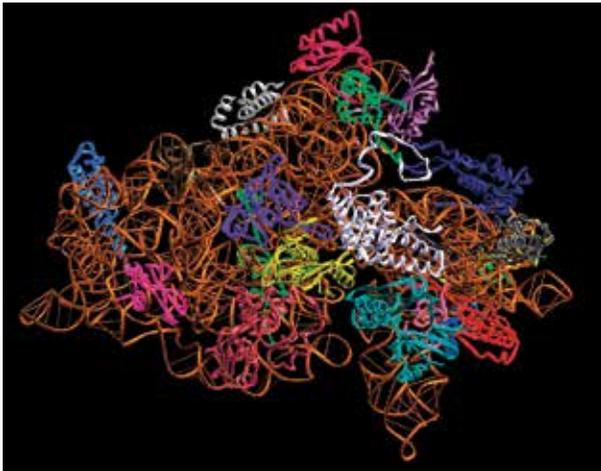


Elektromagnetisches Spektrum und Größenvergleich von Wellenlängen (Grafik: © European XFEL)

Röntgenlaser mit Wellenlängen im Nanometerbereich, Lichtblitzen kleiner als 100 Femtosekunden (0,000 000 000 000 1 Sekunden) und extrem hoher Leuchtstärke [6].

Der größte Röntgenlaser Deutschlands befindet sich in Hamburg bei DESY (Deutsches Elektronen-Synchrotron, ein Forschungszentrum der

Helmholtz-Gemeinschaft): der Europäische Röntgenlaser XFEL (**X**-Ray **F**ree **E**lectron **L**aser). Es handelt sich dabei um eine mehrere Kilometer große Anlage [7]. Diese Anlage ist in der Lage, mit ihren ultrakurzen, hochintensiven Röntgenblitzen physikalische, chemische und biologische Prozesse im Detail zu beobachten, sie regelrecht zu filmen und damit völlig neue Forschungsfelder sowohl für



Ribosom 3D: mit dem Röntgenlaser XFEL können beispielsweise biologische Strukturen mit atomarer Auflösung dargestellt werden.

(Grafik: © MPG)

die Grundlagenforschung als auch für die Anwendungsforschung zu erschließen, [8].

2 Der Europäische Röntgenlaser XFEL

Das von der Helmholtz-Gesellschaft betriebene Forschungszentrum DESY in Hamburg-Bahrenfeld verfügt über die Beschleunigerringe DORIS, PETRA und HERA und über die Linearbeschleuniger FLASH I und FLASH II [8]. Die Forschungsanlage des XFEL erweitert die Anlagen um 3,4 km Richtung Nordwesten über das Hamburger Stadtgebiet hinaus bis ins schleswig-holsteinische Scharnebeck.

Am Startpunkt auf dem DESY-Gelände werden die Elektronen im sogenannten Injektor-Komplex



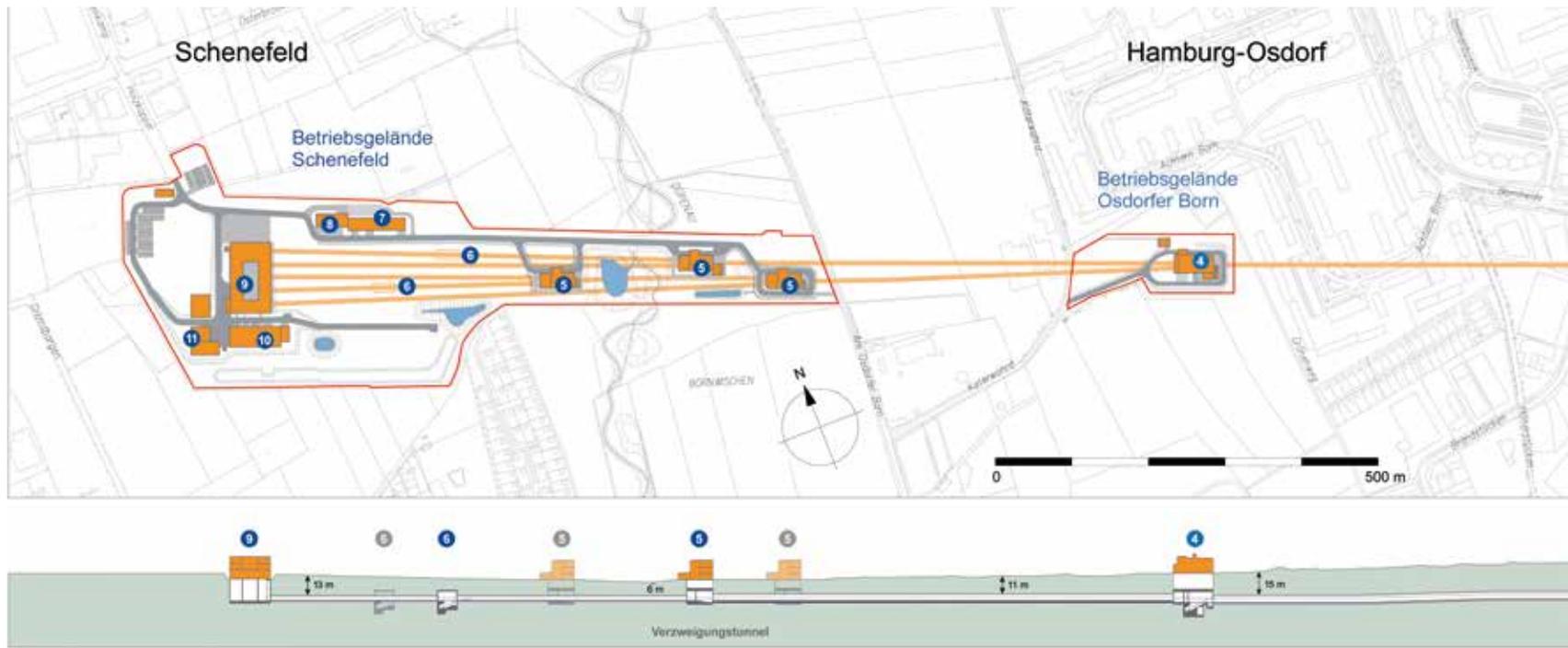
Beschleunigertunnel des European XFEL

(Foto: © DESY 2015)



Undulator nach Einbau in den Beschleuniger

(Foto: © DESY, [9])



erzeugt, dann im unterirdischen Linearbeschleuniger (LINAC) über 2100 m auf nahezu Lichtgeschwindigkeit beschleunigt und fächern sich dann in fünf Undulatorentunnel auf. In diesem Abschnitt der Anlage werden die Elektronenstrahlen wellenförmig umgelenkt und senden dabei die bekannte Synchrotronstrahlung aus, [10]. Der Beschleuniger wird mit einer Temperatur von $-271\text{ }^{\circ}\text{C}$ betrieben. Bei diesen Temperaturen werden die elektrischen Komponenten supraleitend und die elektrischen Verluste deutlich reduziert.

Durch die Hintereinanderschaltung der einzelnen Umlenkvorgänge verstärken sich die dabei entstehenden Röntgenblitze zu einem extrem hellen und kurzwelligen Lichtimpuls im zeitlichen Abstand von Nanosekunden. Diese Lichtimpulse treffen dann auf die zehn Experimentierstationen (zwei je Fächertunnel) in der 4500 m^2 großen, unterirdischen Laborhalle.

Über der Laborhalle befindet sich das Büro- und Verwaltungsgebäude.



Tunnelverlauf mit den drei Betriebsgeländen des XFEL, im Foto und in der Grafik rot umrandet

(Foto und Grafiken: © European XFEL)





*Bildmontage des Büro- und Verwaltungsgebäudes mit unterirdischer Experimentierhalle
(Grafik: Blunck+Morgen Architekten, © European XFEL)*

Die Gesamtinvestition beträgt rund eine Milliarde Euro. Davon trägt Deutschland rund 54 %, die europäischen Partnerländer die restlichen 46 %. Die Installation der technischen Komponenten ist schon weit vorangeschritten und die Inbetriebnahme soll noch in diesem Jahr erfolgen.

3 Bautechnische Besonderheiten

Der überwiegende Anteil der Anlage befindet sich unterirdisch in Tiefen bis 40 m und liegt vollständig im Grundwasser. Alle Baugruben mit Flächen von ca. 400 m² bis 4500 m² wurden in wasserundurchlässiger Sohle-Wand-Bauweise mit ausgesteiften bzw. rückverankerten Schlitzwänden und rückverankerten Unterwasserbetonsohlen ausgeführt.

Alle Verbindungstunnel mit Durchmessern zwischen 5 und 6 m wurden im Schildvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrüst aufgeföhren. Sie haben eine Gesamtlänge von 6000 m. Der Beschleunigungstunnel wurde *laser straight* aufgeföhren und ist in der Mitte als Tangente an die Erdkugel angelegt. Über die Gesamtlänge des Beschleunigers beträgt die Höhendifferenz zwischen Erdkreis und Gerade bereits 12 cm. Auch der aus fünf Einzeltunneln bestehende Fächer ist als Tangente zur Erdkrümmung angelegt. Der Tangentenpunkt liegt dabei am Eintrittspunkt der Fächertunnel in die Experimentierhalle.

Während des Betriebes der Anlage entsteht eine hohe ionisierende Strahlung. Daher muss der Elektronenstrahl durch dicke Wände aus Schwerbeton bzw. durch eine mindestens 10 m mächtige Erdüberdeckung abgeschirmt werden. Nach Abschalten ist die Strahlung weg und die Anlage kann sofort betreten werden.

Ein Bauherr, der in Nanometern und in Femtosekunden denkt, stellt natürlich hohe Erwartungen an Setzungen und Toleranzen und es war nicht immer leicht, zwischen bautechnischen Möglichkeiten und Erwartungshaltungen der Physiker zu vermitteln. So war beispielsweise im Bereich der Experimente eine Ebenheitstoleranz von 1 nm auf 10 m gefordert und die im Betrieb auftretenden Setzungen mussten mehr als im Bauwesen üblich begrenzt werden. So dürfen während des Betrie-



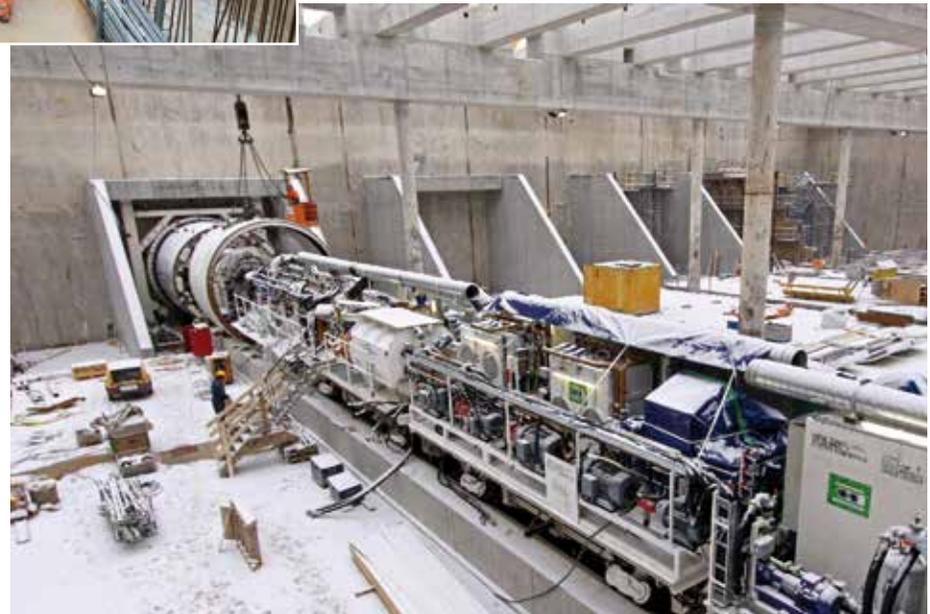
Zeremonie zur Ankunft der Tunnelbohrmaschine AMELI im finalen Zielschacht am 4. Juni 2012 (Foto: © European XFEL)

Die zweite Tunnelbohrmaschine S-545 in der Baugrube der Experimentierhalle auf der Baustelle Schenefeld am 2. Dezember 2010

(Foto: © European XFEL)

bes der Anlage Differenzverformungen von zwei 10 m voneinander entfernten Punkten innerhalb einer Stunde nur 1 μm betragen. Dabei waren folgende Einwirkungen zu berücksichtigen:

- Eine Person (1 kN) in 2 m Entfernung zum Experiment,
- Ein Lasttransport zwischen den Experimentierstationen (5 kN),
- Eine Stützenlaständerung aus dem aufgehenden Gebäude (Hörsäle) von 200 kN.



Dies war am Ende nur durch Schlitzwandscheiben als übergroße Unterzüge unterhalb der Sohle der Experimentierhalle jeweils in Achse des Experiments erreichbar.

4 Schlussbemerkungen

Schon Georg Christoph Lichtenberg (1742–1799) schrieb in seinen Sudelbüchern [11]: „Man muss Neues machen, um Neues zu sehen.“

Beim europäischen Röntgenlaser XFEL handelt es sich um eine Forschungsanlage mit zahlreichen Besonderheiten und hohen bautechnischen Anforderungen. Nach endgültiger Fertigstellung wird es mit dieser Anlage möglich sein, atomare und molekulare Prozesse mit einer Auflösung im Nanometerbereich und einer Bildwiederholung im Femtosekundenbereich zu „filmen“ sowie dreidimensionale Bilder höchster Auflösung zu machen. Mit Abmessungen von mehreren Kilometern ist dies die größte Kamera Deutschlands.

Literatur

- [1] Enzyklopädie. Bd. 11, 19. Aufl., Mannheim: Brockhaus, 1990
- [2] http://www.desy.de/infos__services/presse/pressemitteilungen/2008/pm_300708/index_ger.html
- [3] Dik, J.; Janssens, K.; Van Der Snickt, G.; van der Loeff, L.; Rickers, K.; Cotte, M.: Visualization of a Lost Painting by Vincent van Gogh Using Synchrotron Radiation Based X-ray Fluorescence Elemental Mapping. *Analytical Chemistry* 80 (2008) 16, pp. 6436–6442
- [4] Appel, K.: Kulturgutanalyse mit DESY-Lichtquellen - was van Gogh am DESY erzählt. Zeuthen, 30.11.2011 – http://fortbildung-zeuthen.desy.de/sites2009/site_fortbildung-zeuthen/content/e69094/e109977/e109978/appel_abendvortrag_3011114web-1_ger.pdf
- [5] <https://de.wikipedia.org/wiki/Synchrotronstrahlung>
- [6] http://www.xfel.eu/ueberblick/zahlen_und_fakten/
- [7] Morgen, K.: Tunnel für die Forschung mit Licht – der europäische Röntgenlaser am DESY. In: DGGT Deutsche Gesellschaft f. Geotechnik (Hrsg.): Taschenbuch für den Tunnelbau 2013, 37. Aufl., VGE Verlag, 2012, 67–92
- [8] Homepage des XFEL: <http://www.xfel.eu/de/>

- [9] Deutsches Elektronen-Synchrotron DESY
(Hrsg.): Wissenschaftlicher Jahresbericht
1999 – Deutsches Elektronen-Synchrotron
DESY, 2000, ISSN 0179-9282, S. 224–229,
online verfügbar unter: [http://www.desy.de/f/
jb99/desy99-003_358.pdf](http://www.desy.de/f/jb99/desy99-003_358.pdf)
- [10] Homepage des DESY: <http://www.desy.de/>
- [11] Lichtenberg, G. C.: Sudelbuch J, 1789–1794
– wiedergegeben bei <https://www.aphorismen.de/zitat/14422>

Anmerkung: alle Internetquellen wurden am
10. Mai 2016 geprüft.



Peter Offermann

Wie alles begann

*Prof. Dr.-Ing. habil. Dr. h.c.
Peter Offermann*

*1990 bis 2005 Geschäfts-
führender Leiter des Instituts
für Textil- und Bekleidungs-
technik an der TU Dresden,
seit 2009 Vorsitzender des
TUDALIT e.V.*

Gegen Ende des Jahres 1994 kam Rainer Hempel, Leiter der Forschungsgruppe Baustoffe am Institut für Baustoffe der TU Dresden, auf mich zu und erklärte mir in der ihm eigenen begeisternden Art und Weise, dass wir den neu berufenen Professor für Massivbau – Manfred Curbach – unbedingt für das Thema Textilbeton begeistern müssten. „Der Mann ist außerordentlich gut, jung, kreativ und sehr kooperativ. Soviel weiß ich schon. Mit ihm kann das was werden!“

Ich hatte Rainer Hempel bereits 1991 kennengelernt. Im Zusammenhang mit der Evaluierung seiner Wirkungsstätte, dem Institut für Betonforschung Dresden der Bauakademie, war er mit seinem Team „für gut befunden“ worden, während das Institut selbst aufgelöst wurde. Nun kam er hilfeschend zu mir, dem damaligen Prorektor für Universitätsplanung der TU Dresden, um vor allem für seine Mitarbeiter die Möglichkeiten der Einglie-

derung in die Fakultät Bauingenieurwesen zu beraten. Er kannte natürlich auch meinen ingenieurwissenschaftlichen Hintergrund, und so sprachen wir während dieser ersten Begegnung auch über seine Forschungserfahrungen, textile Materialien dem Beton zuzusetzen, über gemeinsame Fachkollegen, darunter Rolf Arnold aus dem ehemaligen Wissenschaftlich Technischen Zentrum „Technische Textilien“ Dresden, mit dem er u. a. erste Entwicklungen in den 1980er Jahren durchführte.

Die Übernahme der Forschungsgruppe Hempel in die Universität gelang dank eines für derartige Transformationsprozesse geschaffenen Wissenschaftler-Integrationsprogrammes (WIP), und bald begannen wir, den fachlichen Gesprächsfaden wieder aufzunehmen und über ein erstes gemeinsames Forschungsprojekt zur Bewehrung von Beton mit textilen Gitterstrukturen nachzudenken. Ich machte den Vorschlag, unbedingt das Aache-



2000: Gruß aus Atlanta
an Bord der „Zarte
Gustel“: Dipl.-Ing.
Rainer Hempel († 2012),
Claudia Saam, Dr. Wal-
ter Begemann, Prof. Pe-
ter Offermann (v.l.n.r.)
(Foto:
Archiv Simone Hempel)



„High-Tech from Germany“ steht auf der Folie des Overhead-Projektors, die Manfred Curbach 2000 in Atlanta präsentierte.

(Foto: Archiv Simone Hempel)

ner Textilinstitut ITA der RWTH Aachen einzubinden, nicht zuletzt, um die Bewilligungschancen bei der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF) zu erhöhen. Die unmittelbar nach der Wiedervereinigung praktizierten Anträge im sogenannten „Huckepackverfahren“ hatten das

schon vorher bestehende gute Verhältnis zu Professor Burkhard Wulfhorst, dem Direktor des ITA, zu einer engen Kooperation, ja, man kann sagen Freundschaft zwischen dem Aachener und dem Dresdner Textilinstitut werden lassen. So wurde im Jahre 1993 im Forschungskuratorium Textil der AiF das Thema textiler Bewehrungsstrukturen für das Bauen zur Sprache gebracht.

Die Kombination von Beton und Textil als Forschungsgegenstand irritierte die Vertreter des Kuratoriums anfangs so sehr, dass wir aufgefordert wurden, von der Bauindustrie nicht nur mindestens zwei unterstützende Schreiben, sondern auch die Zusage einer 50%igen finanziellen Beteiligung einzuholen. Ich ging zum damaligen Chef der Niederlassung Hochtief Dresden, Herrn Liehr, und erklärte ihm unsere Projektidee. Kollege Wulfhorst suchte seinerseits in Nordrhein-Westfalen bekann-

te Unternehmen auf. Wir bekamen die geforderten schriftlichen Erklärungen, dass ein derartiges Projekt zukunftssträftig und finanzierungswürdig sei. Daraufhin konnte der Vollertrag eingereicht werden, und mit der Bewilligung begann zum Thema „Verwirkte Verstärkungsgelege für das textile Bauen“ an den Textilinstituten der RWTH Aachen und der TU Dresden unter Einbeziehung des damaligen Institutes für Tragwerke und Baustoffe der TU Dresden die bis heute andauernde Forschungs- und Entwicklungstätigkeit auf dem Gebiet der textilen Bewehrungen im Betonbau.

Mitten in der Bearbeitungsdauer dieses ersten „Textilbetonprojektes“ fiel die Berufung von Manfred Curbach auf die Professur für Massivbau der TU Dresden, und er verfolgte mit wachsendem Interesse die Projektbearbeitung. Schnell erkannte er, dass die Kombination derartig neuartiger Baustoffkomponenten zur Betonbewehrung wissenschaftliche Fragestellungen auslöst, die ins Feld systematischer Grundlagenforschung gehören. Die Kollegen der Aachener Bau fakultät hatten inzwischen auch von der Zusammenarbeit des Institutes für Textiltechnik mit der TU Dresden „Wind bekommen“ und ihrerseits erste Forschungsaktivitäten begonnen. Gestützt wurden die wissenschaftlichen Überzeugungen durch die Ergebnisse und Schlussfolgerungen des im September 1995 vorgelegten Abschlussberichtes des AiF-Initialprojektes. In dessen Fokus standen textile Betonbewehrungen aus alkaliresistenten Glasfasergarnen und

– man beachte – auch bereits Carbonfasergarnen. Zum Umfang der im Wesentlichen experimentellen Untersuchungen gehörten die Bestimmung der Faser- und Betonkennwerte, die Ermittlung medialer Faser-Matrix-Wechselwirkungen, die Entwicklung unterschiedlicher – zunächst ausschließlich unbeschichteter – Gelegestrukturen, die Definition von Textilbeton-Probeplatten und die Untersuchung der Verbundeigenschaften, iterative Betonoptimierungen und die Fertigung von Hohlbalken als Demonstrator-Bauteile. Die überzeugenden Ergebnisse der Vier-Punkt-Biegeprüfungen an den textilbewehrten Balken, im Vergleich zu den unbewehrten und den mit Kurzfasern bewehrten Balken, werden von Manfred Curbach bis heute, ebenso wie das Bild des Balkenlagers im Hof des ehemaligen Baustofflabors Semperstraße, gern zu Beginn von Überblicksvorträgen gezeigt. Bemerkenswert ist, dass mit diesem Projekt im Grunde alle relevanten Phänomene der Festigkeits- und Verbundcharakteristika von AR-Glasfasergelegen und Carbonfasergelegen im Beton erkannt und einer ersten Interpretation unterzogen worden sind, so dass die Schlussfolgerungen für die Weiterführung in einer systematischen Grundlagenforschung formuliert werden konnten.

Der Rest der Geschichte ist den Insidern mehr oder weniger bekannt. Manfred Curbach wurde – wie wir es uns gewünscht hatten – Sprecher des SFB 528, des Dresdner Sonderforschungsbereiches der DFG „Textile Bewehrungen zur bautech-

nischen Verstärkung und Instandsetzung“. Ich erinnere mich noch gut an das Beratungsgespräch mit ihm bei der DFG in Bonn. Unser Dresdner Konzept war nach Meinung der Gutachter u. a. viel zu breit angelegt; es enthielt auch Teilziele, die annähernd 20 Jahre später Gegenstand des BMBF-Projektes C³ – Carbon Concrete Composite – geworden sind. ‚Konzentration auf die wissenschaftlichen Grundlagen‘, ‚eine nachvollziehbare Begründung der fachlichen Schnittmengen zum parallel geplanten Antrag der Aachener Kollegen‘ und ‚die Herausarbeitung der jeweiligen globalen Zielstellungen‘, so etwa lauteten die Empfehlungen des in Summa positiven Ergebnisses, mit dem wir die Heimreise antreten durften. Im Oktober 1998 konnte der umfangreiche Finanzierungsantrag eingereicht werden, und am 1. Juli 1999 startete endlich die wissenschaftliche Arbeit im SFB 528.

Hier endet der Bericht „Wie alles begann“.

Dem Jubilar, dessen Handschrift das Forschungs- und Entwicklungsgeschehen vom Textilbeton bis zum Carbonbeton in Deutschlands größtem Zukunftsprojekt des Bauens deutlich prägt, ein herzliches Glückauf!



*Peter Offermann und
Manfred Curbach, 2007*

*(Foto:
Ulrich van Stipriaan)*



Dirk Proske

Ist die Energiewende ein technischer Hype?

Dr.-Ing. Dirk Proske

Dirk Proske war von 1996 bis 2005 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau bei Prof. Manfred Curbach. Bereits in seiner Diplomarbeit befasste er sich mit der Sicherheit von Bauwerken. Dieses Thema setzte er mit seiner Promotion zur Standsicherheit von Brücken bei Schiffsanprall fort. Heute arbeitet er im Bereich Risikobewertung in der Energiewirtschaft.

1 Motivation und Einleitung

Im Jahre 2016 jährte sich die Katastrophe im Kernkraftwerk Tschernobyl zum 30. Mal und im Kernkraftwerk Fukushima Daiichi zum fünften Mal. Nach dem Ereignis in Fukushima wurden in Deutschland weltweit einzigartige politische und wirtschaftliche Entscheidungen getroffen, wie die sofortige Stilllegung von acht Kernkraftwerken oder die verstärkte Umsetzung der Energiewende. Der Zeitraum von fünf Jahren erlaubt eine erste Bewertung der damaligen Entscheidungen. Dazu wird zunächst die Stromerzeugung durch Kernenergie mit der Stromerzeugung durch neue erneuerbare Energien hinsichtlich verschiedener Eigenschaften wie Risiken oder Kosten verglichen. Der Beitrag diskutiert anschließend, ob die Energiewende, aber auch die Einführung der Kernenergie die Eigenschaften eines Hypes erfüllen. Unter dem Hype einer neuen

Technologie versteht man die systematische Überschätzung der Möglichkeiten dieser Technologie.

*

Seit dem Beginn der Menschheit spielen technische Erfindungen zum Schutz von Menschen und zur Verbesserung der Lebensbedingungen, wie Gebäude, Transportmittel (Rad, Boot) und Energie (Feuer), eine große Bedeutung. Technik, das heißt die bewusste Anwendung von Naturgesetzen, ist heute essentieller Bestandteil unserer Lebenswelt. Wir brauchen nur zu überlegen, wie viele Stunden des Tages wir in Gebäuden zubringen, vor einem Computer sitzen, telefonieren, Auto fahren oder, eigentlich ganz profan, wie viele Stunden am Tag wir Kleidung nutzen, die durch technische Prozesse hergestellt wurde. Technische Prozesse benötigen aber Energie.

Der Mensch hat seit seinem Ursprung von Pflanzen und Tieren gelebt. Er hat sie als Nahrung, Kleidung, Brennstoff und für den Bau von Unterkünften verwendet. Die Nutzung des Feuers als erste neue Technologie zur Energieerzeugung ist wahrscheinlich seit mehreren hunderttausend Jahren möglich [1], [2], die Zündung von Feuer wahrscheinlich erst seit über 30.000 Jahren. Von der Eiszeit bis zur Zeit der Han-Dynastie oder des Römischen Reiches stieg der Energieverbrauch pro Person sehr moderat um einen Faktor sieben bis acht. Etwa um das Jahr 1000 wurden in China die Grenzen der organischen Ökonomie sichtbar, als China in Kaifeng kurz vor der industriellen Revolution stand und der Übergang in die Epoche der fossilen Brennstoffe begann [3]. Natürlich hatten die Menschen bereits lange davor die Nutzung der Energie von Wind und Wasser in Form von Segelschiffen und Mühlen erlernt, aber die fossilen Brennstoffe erlaubten eine völlig neue Qualität, die später in Europa zur industriellen Revolution mit einem exponentiellen Wachstum der Energie, der Menschen und der Güter führte. Auch wenn heute von politischer Seite eine Begrenzung des Wachstums des Energieverbrauches angestrebt wird, geht man davon aus, dass in naher Zukunft der Energieverbrauch weltweit weiter ansteigen wird [4].

Und auch für die ferne Zukunft wird das Wachstum der verfügbaren und der kontrollierbaren Energie als Zeichen für den Entwicklungsstand von Gesellschaften angesehen, wie die Kardaschow-Skala

für die Einteilung von extraterrestrischen Zivilisationen zeigt [5].

Die Bereitstellung von Energie, sei es in Form von Wärme, Strom oder Treibstoff, ist die Grundlage für ein menschliches Leben, wie wir es kennen. Fossile Rohstoffe sind der Motor unserer Lebenswelt, auch heute noch. Sie besitzen aber leider verschiedene Nachteile. Vor über 50 Jahren trat die Nuklear-technik an, diese Probleme ein für allemal zu lösen. Nicht zum ersten Mal musste die Menschheit erleben, dass endgültige Lösungen nur über eine begrenzte Haltbarkeit verfügen.

2 Kernenergie

2.1 Einleitung und Geschichte

Anfang der 1950er Jahre hielt US-Präsident Eisenhower seine berühmte Rede zur Einführung der friedlichen Nutzung der Kernenergie [6]. Damals wurde diese Technologie von einer Euphorie getragen: Es gab Ideen, Schiffe, Autos, Flugzeuge, Raumschiffe oder Leuchttürme mit nuklearen Antrieben und Stromversorgungen auszustatten [6], [7]. Noch Anfang der 1960er Jahre plante man die Platzierung von Kernkraftwerken direkt in Städten [8].

Die Vorteile der Technologie schienen überwältigend: eine sehr hohe Energiedichte und damit verbunden ein sehr geringer Massetransport. Theoretisch entspricht die freigesetzte Energie bei der Kernspaltung eines Kilogramms Uran der

Bei der Einführung der friedlichen Nutzung der Kernenergie wurde diese Technologie von einer Euphorie getragen

„Der Naturschutzrat warnt eindringlich vor den Gefahren der Luftverunreinigung durch thermische Kraftwerke und unterstützt ... den Schritt zur Gewinnung von Atomenergie ...“

Verbrennung von 3.000 Tonnen Steinkohle. Ein Reaktor konnte einmal im Jahr, einmal in mehreren Jahren oder nur einmal zu Beginn seiner Nutzung mit Brennstoff beladen werden. Raumsonden wie Voyager zeigen die Funktionstüchtigkeit über Jahrzehnte.

Die Technologie stellte eine Lösung für die damals problematische Luftverschmutzung dar. So plante die Schweizer Firma NOK Anfang der 1960er Jahre die Errichtung eines ölbetriebenen Kraftwerkes. Der Schweizer Naturschutzrat sprach sich jedoch im Dezember 1965 mit folgenden Worten dagegen aus: „Der Naturschutzrat warnt eindringlich vor den Gefahren der Luftverunreinigung durch thermische Kraftwerke und unterstützt die vom Bundesrat mehrfach zum Ausdruck gebrachte Auffassung, direkt den Schritt zur Gewinnung von Atomenergie zu tun, ... “ [9]. Deshalb entschied man sich für den vom Naturschutzrat und der Politik gewünschten Kraftwerkstyp: ein Kernkraftwerk [10].

Sogar schon zehn Jahre zuvor, 1955, wurde in Deutschland ein Bundesministerium für Atomfragen gegründet. Das erste Atomgesetz trat dort 1960 in Kraft. 1968 ging das Kernkraftwerk Obrigheim in Betrieb und das Atomschiff Otto Hahn lief aus. 1967 begann ein Versuchsprogramm zur Einlagerung von radioaktiven Abfällen in das Salzbergwerk Asse. 1971 sollte die Endlagerung von radioaktiven Abfällen im Endlager Morsleben beginnen.

Die Ölkrise trieb die Entwicklung und den Bau von Kernkraftwerken, politisch gefördert und später auch wirtschaftlich erfolgreich, voran. Gleichzeitig begann Mitte der 1970er Jahre der Widerstand gegen die Nutzung der Kernenergie. Nicht nur verschiedene wissenschaftliche Studien, wie z. B. die WASH-1400-Studie [11], sondern auch verschiedene Unfälle an Forschungsreaktoren oder Experimente mit extremen Leistungsexkursionen, wie z. B. am BORAX-Reaktor (Idaho National Laboratory, USA) im Juli 1954, zeigten die dieser Technologie innewohnenden Risiken. Damals, Ende der 1960er, Anfang der 1970er Jahre, begann sich ein politischer Widerstand gegen die neue und vielversprechende Technologie zu entwickeln [12]. Aber woher kommen die Risiken dieser Technologie?

2.2 Sicherheit und Risiken

In den Reaktoren von Kernkraftwerken findet eine unglaublich große Anzahl von Kernspaltungen statt ($> 10^{20}$ Kernspaltungen pro Sekunde). Dabei wird Masse in Energie umgewandelt. Dies führt zu einer außerordentlich hohen Energiedichte und zu einer extrem großen Menge radioaktiven Materials. Mit der Inkorporation des radioaktiven Materials eines Kernreaktors könnte man große Teile der Weltbevölkerung vergiften. Deshalb muss dieses Material unter allen Umständen eingeschlossen bleiben. In Tschernobyl und Fukushima gelang dies leider nicht.

Normalerweise wird der Einschluss des radioaktiven Materials über ein gestaffeltes Barrierekonzept sichergestellt. Dieses Konzept umfasst die Brennstoffpellets, die Brennstäbe, den Reaktor und das Containment. Leider reicht dies allein nicht aus, da man einen Kernreaktor nicht einfach abschalten und sich selbst überlassen kann: er erzeugt Nachwärme. Führt man diese Nachwärme nicht ab, werden die Barrieren über kurz oder lang alle durchbrochen. Diese Aussage gilt praktisch für alle bestehenden kommerziellen Reaktoren. Da Wasser, neben zahlreichen weiteren Vorteilen, eines der besten Wärmetransportmittel ist, wird die Nachwärme über Wasserkreisläufe mit Wärmetauschern, also mit Materialbarrieren, abtransportiert. Dies muss zunächst im Reaktor, später im Brennelementlagerbecken über mehrere Jahre erfolgen, danach ist eine Luftkühlung der Brennelemente ausreichend. Die erforderliche Wassermenge zur Kühlung liegt ein paar Tage nach Abschaltung eines Reaktors in der Größenordnung von einigen Litern pro Sekunde.

Wie bereits erwähnt, besteht das finale Sicherheitsziel eines Kernkraftwerkes im Einschluss des radioaktiven Materials. Da die Barrieren ohne eine ausreichende Kühlung beschädigt werden, ist ein weiteres Sicherheitsziel die Gewährleistung der Kühlung, meistens durch den ausreichenden An- und Abtransport von Wasser. In Fukushima konnte dieses Ziel zwar am Anfang erfüllt werden, aber nach Ausfall der Batterien zur Steuerung der

dampfgetriebenen Kühlsysteme gelang es nicht mehr. Als drittes Sicherheitsziel muss natürlich die Reaktivität des Reaktors, also die Anzahl der Kernspaltungen, kontrollierbar und begrenzt sein. Ein Beispiel für ein solches Versagen ist Tschernobyl.

Die beiden Katastrophen in Tschernobyl und Fukushima zeigen die Konsequenzen der unkontrollierten Freisetzung radioaktiven Materials: den Verlust riesiger Flächen für die menschliche Nutzung über große Zeiträume, den Verlust der Infrastruktur in diesen Gebieten, die gesundheitliche Beeinträchtigungen für die exponierte Bevölkerung, sei es direkt aus der Strahlenbelastung oder in Form von Stress durch den Verlust der Heimat oder der Arbeit.

Neben diesen beiden Unfällen gab es weitere Unfälle mit Kernschmelzen, z. B. beim Versuchsaatomkraftwerk Lucens (Schweiz) 1969, oder Teilkernschmelzen. Bei solchen Kernschmelzen werden die Barrieren Pellets und Brennstäbe durchbrochen. Wenn allerdings die anderen Barrieren aufrechterhalten werden, wird eine Freisetzung vermieden.

Die Sicherheit von Kernkraftwerken kann man heute in Form von Kernschadenshäufigkeiten und Freisetzungshäufigkeiten praktisch für alle Kraftwerke angeben. Eine Definition von Kernschadenshäufigkeiten findet sich z. B. in [13], für Freisetzungshäufigkeiten in [14].

*Die beiden
Katastrophen in
Tschernobyl
und Fukushima
zeigen die
Konsequenzen der
unkontrollierten
Freisetzung
radioaktiven
Materials*

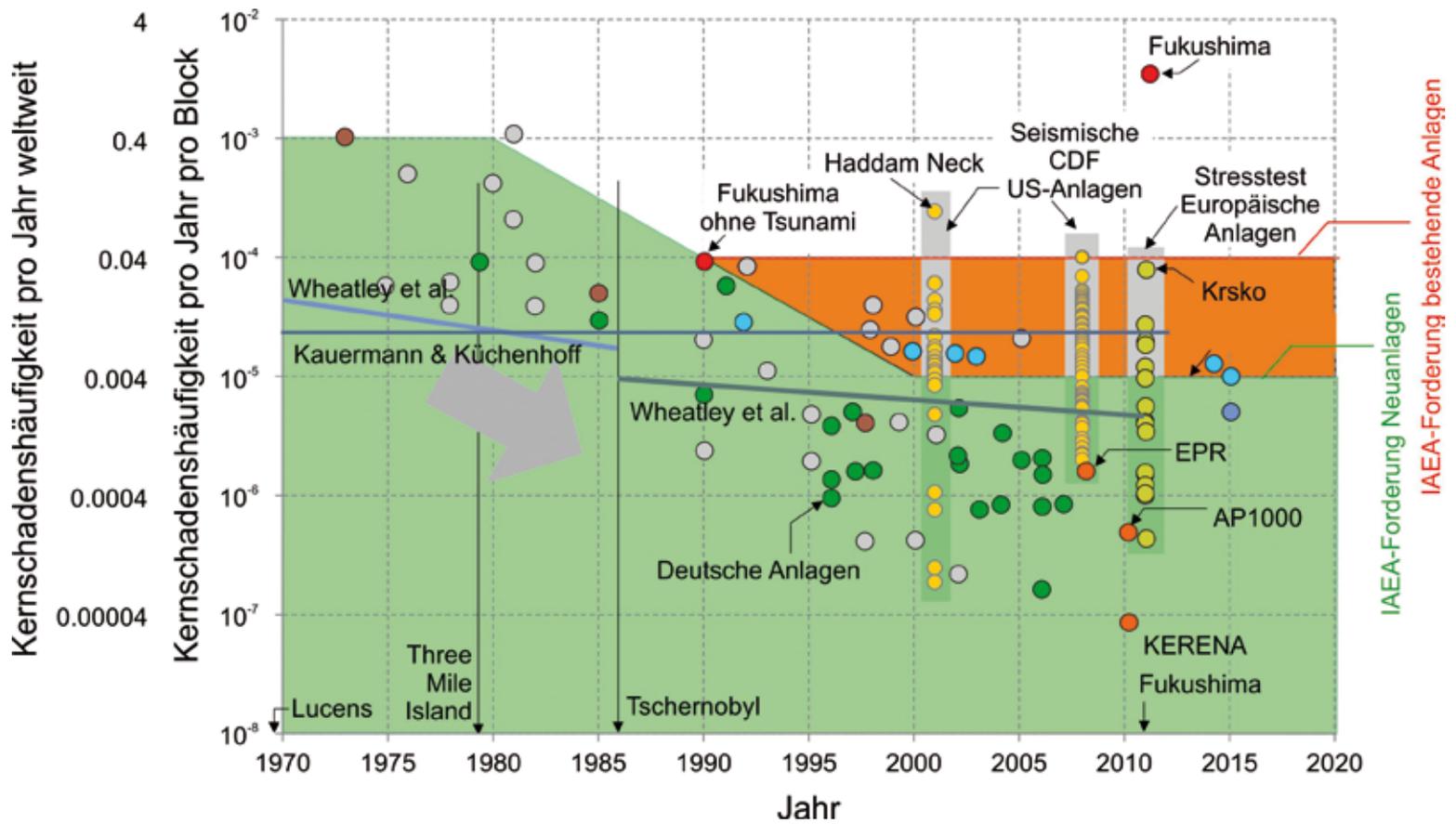


Bild 1

Kernschadenshäufigkeiten gemäß probabilistischer Sicherheitsanalysen und gemäß Statistik [17]–[20]

(Grafik: Dirk Proske)

In Bild 1 ist die zeitliche Entwicklung der Kernschadenshäufigkeiten für verschiedene Kernkraftwerke nach verschiedenen Quellen aufgetragen. Man erkennt im Bild deutlich, dass die Kernschadenshäufigkeiten Anfang der 1970er Jahre im Vergleich zu den heutigen Werten viel größer, teilweise

bei bis zu 1 % pro Jahr, lagen. Je nach Anlage geht man davon aus, dass die Freisetzungshäufigkeit von radioaktivem Material zwischen einem Drittel bis einem Zehntel der Kernschadenshäufigkeit liegt, denn nicht jede Kernschmelze führt zu einer Freisetzung. Trotzdem wird klar: sowohl die Kern-

schadenshäufigkeiten als auch die Freisetzungshäufigkeiten waren bei den damaligen Kraftwerken viel zu hoch. Dass die frühen Anlagen in ihrem ursprünglichen Design unsicherer waren, ist übrigens kein Geheimnis. So wies eine Schlagzeile in einer Schweizer Zeitung am 26. Oktober 1986 darauf hin, dass ein älteres Schweizer Kernkraftwerk ca. 100-mal unsicherer sei als ein neueres Schweizer Kernkraftwerk.

Viele Kernkraftwerke weltweit haben deshalb in den vergangenen Jahrzehnten erhebliche Mittel in die Erhöhung der Sicherheit der Anlagen gesteckt – manchmal mehr Geld, als der ursprüngliche Neubau gekostet hat. In manchen Ländern rechnet man mit etwa 100 Millionen Euro Investitionen für die Senkung der Kernschadenshäufigkeit um 1×10^{-6} pro Jahr. Verwendet man Lebensqualitätsparameter für die Ermittlung der notwendigen Investitionskosten, wie z. B. in [15] oder [16] vorgestellt, erhält man für die Ende der 1960er, Anfang der 1970er Jahre erbauten Anlagen nicht selten ca. 1 Milliarde Euro pro Anlage. Diese Summen wurden teilweise auch tatsächlich investiert.

Beispielhaft wurden in Deutschland bestehende Anlagen nach Tschernobyl, soweit noch nicht vorhanden, mit gefilterten Druckentlastungsanlagen ausgerüstet. Je nach Anlage funktionieren diese passiv und können erhebliche Mengen des radioaktiven Jods und Cäsiums bei einer Freisetzung auswaschen. Rechnungen belegen, dass bei einer

Kernschmelze mit Freisetzung über eine solche gefilterte Druckentlastung nur noch wenige Quadratkilometer kontaminiert werden. Seit über 25 Jahren liegt das technische Wissen vor. Unglücklicherweise wurde dieses Wissen beim Kernkraftwerk Fukushima nicht genutzt. Zwar hatte Japan trotz der Katastrophe großes Glück, dass der Westwind erhebliche Mengen der Freisetzung aufs Meer trug, aber die Nutzung einer gefilterten Druckentlastung hätte die Menge der Freisetzung und die Größe der kontaminierten Flächen erheblich verringert.

Betrachtet man noch einmal Bild 1, so muss man leider erkennen, dass auch im Jahre 2000 noch Anlagen mit einem erheblichen Risiko in Betrieb waren. Das Bild zeigt z. B. die bedenkliche seismische Kernschadenshäufigkeit des Kraftwerkes Haddam Neck (Connecticut), welches inzwischen stillgelegt wurde. Bild 1 zeigt auch, dass eine falsche Berechnung der Kernschadenshäufigkeit, wie bei Fukushima mit und ohne Berücksichtigung eines Tsunami, eine falsche Sicherheit vortäuschen kann.

2.3 Wahrnehmung der Sicherheit

Die empfundene Sicherheit kann sich aber deutlich zu dem im vorangegangenen Abschnitt vorgestellten Sicherheitsparameter unterscheiden. Solche Unterschiede können sowohl zeitlich oder territorial als auch individuell, gesamtgesellschaftlich oder medial auftreten. Kepplinger und Lemke [21] weisen z. B. auf systematische Unterschiede bei der

*Eine falsche
Berechnung der
Kernschadens-
häufigkeit
kann eine falsche
Sicherheit
vortäuschen*

Ursächlich für die Unfälle ist nicht die Kernkraftwerkstechnik selbst, sondern die Verleugnung des Standes von Wissenschaft und Technik...

Berichterstattung über Fukushima in den Medien in Deutschland, der Schweiz, England und Frankreich hin. Sie zeigen, dass die Unterschiede sowohl Umfang der Berichterstattung als auch Wichtung der Themen und Meinung der Journalisten und ausgewählter Experten umfassen. Weitere Arbeiten zu diesem Thema finden sich in [22]. Die Auswirkungen der Ereignisse in Fukushima und die Berichterstattung bezogen auf die Schweiz wurden in [23] untersucht.

Im Folgenden wird als Beispiel ein Medienbericht diskutiert. In der FAZ vom 30.3.2011 [24] haben zwei Statistiker gezeigt, dass die empirische Kernschadenshäufigkeit pro Reaktor in den vergangenen Jahrzehnten bei ca. 0,2 ‰ pro Jahr lag. Dieser Wert passt erstaunlich gut zu den Anlagen, die Ende der 1960er, Anfang der 1970er Jahre erbaut und nicht verbessert wurden. Die mittlere Kernschadenshäufigkeit lag dort zwischen 0,1 und 0,6 ‰ pro Jahr, einzelne Werke erreichten bis zu 1 ‰ pro Jahr. Die weltweite kumulierte Kernschadenshäufigkeit dürfte 1975 zwischen 2 und 7 ‰ pro Jahr gelegen haben. Zahlreiche Fast-Unfälle belegen dieses inakzeptabel hohe Risiko.

Mit der bereits erwähnten Verbesserung der bestehenden und dem Bau neuer Anlagen, der Berücksichtigung von räumlicher Trennung, Diversität, Robustheit, Qualifizierung der Komponenten sanken die Kernschadenshäufigkeiten je nach Werk um bis zu einen Faktor 100. Die Autoren in der FAZ

wundern sich dann, dass der von ihnen berechnete Wert nicht mit dem Wert übereinstimmt, den z. B. die GRS angibt, einem Wert in der Größenordnung von ca. 10^{-6} pro Jahr für deutsche Anlagen. Tatsächlich ereigneten sich die Unfälle, die wir leider beobachten mussten, in Anlagen, die entweder mit den Annahmen des Wissens vor über einem halben Jahrhundert entworfen wurden und nicht adäquat nachgerüstet waren (Fukushima) oder die schlicht falsch konstruiert und/oder betrieben wurden (Tschernobyl). Ursächlich für die Unfälle ist nicht die Kernkraftwerkstechnik selbst, sondern die Verleugnung des Standes von Wissenschaft und Technik, die Verachtung von technischem Wissen und Können, fehlende selbstkritische Bewertung von Berechnungsannahmen, der Verzicht auf das Vier-Augen-Prinzip und auf ständige Prüfungen der Annahmen. Das sind im Wesentlichen Managemententscheidungen. Solche Fehlentscheidungen wurden sowohl für die Unfallentstehung in Fukushima als auch in Tschernobyl bestätigt.

Die Autoren in [24] stellen weiter fest: „... dass das Risiko [d. V.] bedeutend größer ist, als theoretische Berechnungen ergeben.“ Diese Aussage basiert auf der Annahme, dass die Sicherheit von Kernkraftwerken über 50 Jahre konstant geblieben ist. Verschiedene Studien mit einer qualitativ besseren Sichtung der Stichproben, wie z. B. in [25], bestätigen aber die fallenden Risiken. Wahrscheinlich liegen realistische Werte für die Kernschadenshäufigkeit für deutsche Anlagen zwischen 10^{-6} und

10^{-5} pro Jahr, die Zahlen für die Freisetzung zwischen 10^{-7} und 10^{-6} pro Jahr. Für alle noch laufenden Anlagen in Deutschland dürfte der kumulierte Wert für eine Freisetzung bei etwas über 10^{-6} pro Jahr liegen.

Die Autoren in [24] verweisen weiterhin auf die Sicherheit im kommerziellen Luftverkehr. Aber auch dort gilt die Zeitabhängigkeit des Risikos. Die Unfallrate sinkt seit vielen Jahrzehnten [26]–[33]. Die Verbesserung der Sicherheit ist sowohl auf organisatorische, auf technische und auf betriebliche Verbesserungen zurückzuführen, genau wie in Kernkraftwerken.

Natürlich haben wir in den vergangenen Jahren auch Fälle gesehen, in denen die rechnerischen Kernschadenshäufigkeiten gestiegen sind. Das hat mehrere Gründe. Ein wichtiger Grund sind die immer realistischeren Gefährdungen, und in vielen Bereichen sehen wir heute größere rechnerische Gefährdungen als vor einigen Jahren oder Jahrzehnten. Eine solche realistischere Gefährdung hätte auch bei Fukushima eine höhere, aber auch realistischere Kernschadenshäufigkeit ausgewiesen (Bild 1).

2.4 Kosten

Die Kosten der Unfälle von Kernkraftwerken sind immer wieder Gegenstand intensiver Diskussionen. Verschiedene Quellen geben für die Kosten

eines bzw. aller Unfälle in der Geschichte der Kernenergie folgende Zahlen:

- ❑ auf eine halbe Billion Euro wurden die weltweiten Kosten für alle Unfälle nukleartechnischer Anlagen in der Tagesschau am 11. März 2014 geschätzt [34],
- ❑ auf 187 Milliarden Euro werden die Schadenkosten in Fukushima geschätzt [35],
- ❑ auf 200 bis 400 Milliarden Euro werden die Schadenkosten für einen schweren Störfall in Frankreich geschätzt [36],
- ❑ auf größer als eine Billionen Euro werden die potentiellen Schadenkosten im Falle eines schweren Unfalls [37] in Norddeutschland geschätzt, wobei die gefilterte Druckentlastung ignoriert wird.

Die Zahlen legen mittlere Kosten eines schweren Störfalles von mehreren hundert Milliarden Euro nahe. Zum Vergleich: die weltweiten Kosten für den Klimawandel liegen bei wenigen Billionen Euro pro Jahr. Die Gesamtkosten des Irak- und des Afghanistan-Krieges liegen für die USA bei über einer Billion Euro [38].

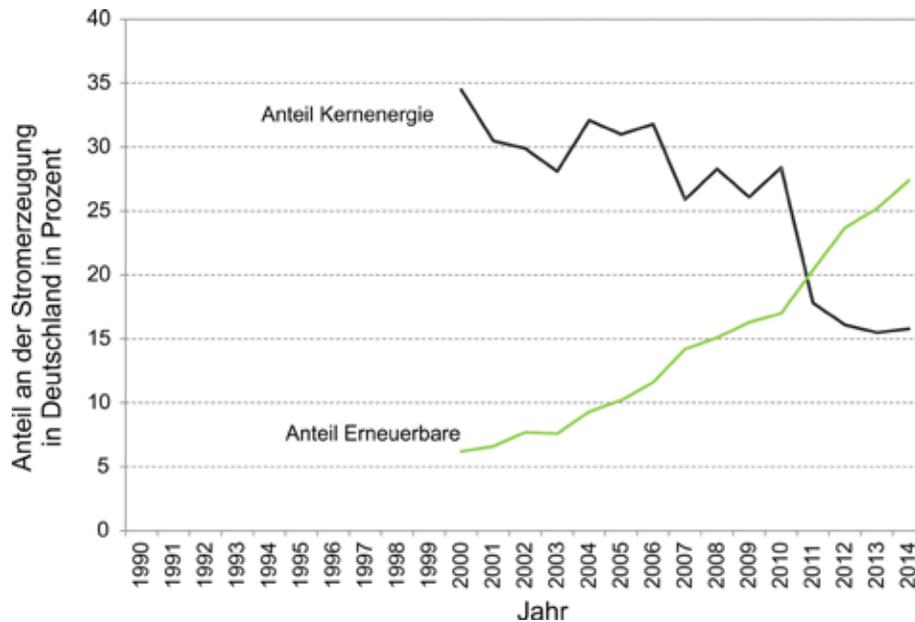
Fakt ist, dass die Kosten für Unfälle von Kernkraftwerken mit Freisetzungen außerordentlich hoch sind und diese durch das Kraftwerk allein nicht getragen werden können. Fakt ist aber auch,

*Kostenvergleich
Unfälle von
Kernkraftwerken,
Klimawandel,
Kriege etc.*

dass die finanziellen Forderungen an Kernkraftwerke heutzutage extrem geworden sind: So wird TEPCO inzwischen auf finanzielle Kompensation für Selbsttötungen verklagt [39]. Eine erhöhte Anzahl von Selbsttötungen gab es in Japan auch nach dem Erdbeben in Kobe, allerdings wurde damals niemand zur Kompensation herangezogen.

Bild 2
Anteile an der Stromerzeugung für Kernenergie und neue Erneuerbare [42], [44]

(Grafik: Dirk Proske)



Neben den möglichen Unfallkosten gab es reale Förderungen der Kerntechnik und es gibt zukünftige Kosten für die Endlagerung. Greenpeace spricht davon, dass die Kernenergie in Deutschland mit ca. 200 Milliarden Euro gefördert wurde und rechnet mit weiteren ca. 100 Milliarden für die Endlagerung [40]. In [41] werden die Entsorgungskosten der

Kernkraftwerke bis zum Ende des 21. Jahrhunderts auf 168,9 Milliarden Euro geschätzt. Auch hier handelt es sich um signifikante Beträge.

3 Energiewende

3.1 Einleitung

Deutschland hat sich 2011 für den Ausstieg aus der friedlichen Nutzung der Kernenergie bis Ende 2022 entschieden. Neben den Kernkraftwerken bilden Kohlekraftwerke das Rückgrat der deutschen Stromproduktion. Langfristig wird in Deutschland auch der Neubau von Kohlekraftwerken verboten, so dass als konventionelle Kraftwerke eigentlich nur noch Gaskraftwerke verbleiben. Auf Grund ihrer hohen Kosten verschwinden diese gerade vom Markt. Diese Aussage gilt übrigens auch für Wasserkraftwerke, die zwar erneuerbare Energien sind, aber nicht gefördert werden. Politisch gewollt wandelt sich in Deutschland also das Energieversorgungssystem von einem konventionellen Großkraftwerkssystem zu einem dezentralen System mit neuen erneuerbaren Energiequellen. Energieerzeuger, wie Windkraft oder Photovoltaik, die langfristig die Funktion der Großkraftwerke übernehmen sollen, werden zurzeit massiv ausgebaut.

3.2 Ziele

Ziel des Umbaus des Stromsystems ist die Verringerung des CO₂-Ausstoßes und die Erhöhung der Sicherheit der Bevölkerung für den Fall eines Un-

fallendes mit Freisetzung radioaktiver Stoffe. Tatsächlich liefern die neuen erneuerbaren Energien heute einen Beitrag von über 30 % an der Stromversorgung in Deutschland (2015) [42] (Bild 2 bis 2014). Trotzdem zeigte sich in den vergangenen Jahren in den Statistiken keine wesentliche Verbesserung der CO₂-Bilanz (Bild 3). Das wird auch bis 2022 so bleiben, da die CO₂-arme Stromproduktion der Kernkraftwerke durch Wind und Photovoltaik ersetzt werden wird, nicht die Stromerzeugung durch Kohle. Wesentliche Fortschritte wurden dagegen Anfang der 1990er Jahre mit dem Rückbau der DDR-Industrie erreicht. Bild 3 zeigt übrigens nur die Werte bezogen auf die Stromproduktion, die Werte für die Primärenergieproduktion mit Wohnungsheizungen und Kraftstoffen zeigen eine prozentual noch geringere Abnahme.

Bezüglich des Zieles der Sicherheit in Form der Kernschadenshäufigkeit bzw. der Freisetzungshäufigkeit gab es zwei signifikante Verbesserungen, zum einen die Stilllegung der ostdeutschen Kernkraftwerke und zum zweiten die Stilllegung der acht Kernkraftwerke 2011 (Bild 4). Es sei an dieser Stelle nur darauf hingewiesen, dass solche Freisetzungshäufigkeiten auch über Ländergrenzen importiert und exportiert werden können [43].

3.3 Sicherheit und Risiken

Die Wandlung des Energieversorgungssystems in Deutschland von einem konventionellen Großkraft-

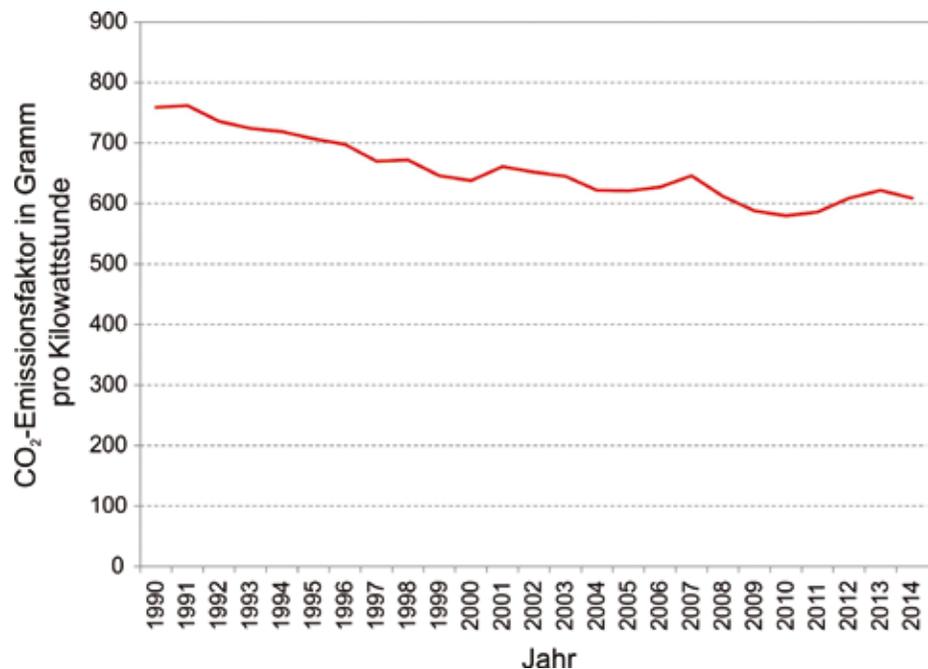


Bild 3
CO₂-Emissionsfaktor für die Stromerzeugung in Deutschland in Gramm pro Kilowattstunde, [45]
(Grafik: Dirk Proske)

werkesystem zu einem dezentralen System mit erneuerbaren Energiequellen hat verschiedene Auswirkungen hinsichtlich:

- zunehmender Volatilität der Energieerzeugung und des Energietransports,
- Anwachsen des mittleren Abstandes zwischen Erzeugung und Verbrauch,
- Neugestaltung der Märkte und Zunahme der Akteure und

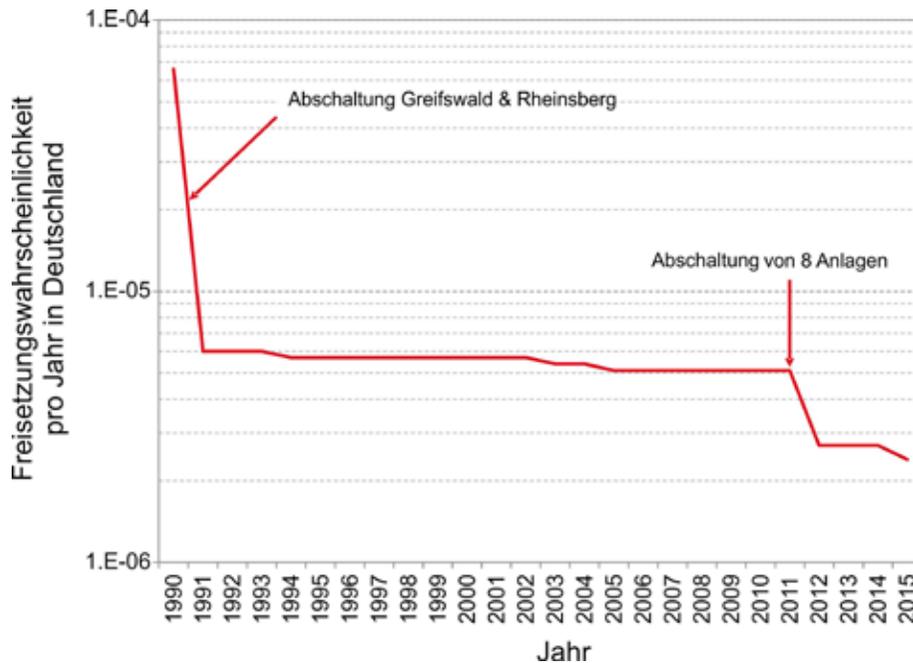


Bild 4
Entwicklung der Freisetzungswahrscheinlichkeit für deutsche Kernkraftwerke
(Grafik: Dirk Proske)

□ Veränderung der Verteilungs- und Übertragungsnetze.

Für die Sicherheit der Stromversorgung sind das erhebliche Herausforderungen. Beispielhaft gezeigt haben dies der Stromausfall in Westeuropa am 4. November 2006 [46] in Verbindung mit einer planmäßigen Abschaltung einer Leitung und erheblichen Windeinspeisungen in Norddeutschland, die Vorbereitungen für die Sonnenfinsternis am 20. März 2015 und weitere Ereignisse [47]. Das Thema Blackout in Verbindung mit Kosten und möglichen

Todesopfern findet langsam seinen Weg in die Medien [48].

Die Auswirkungen der hohen Volatilität sollen kurz erläutert werden. Ende 2015 gab es in Deutschland ca. 26.000 Windräder mit einer Spitzenleistung von knapp 42 GW [49]. Geht man von einem Ausbauziel von ca. 100 GW Spitzenleistung aus und berücksichtigt eine Erhöhung der Leistung pro Windrad, so dürften in Zukunft insgesamt etwa 50.000 Windräder notwendig werden (Bild 5). Mit dem parallelen Ausbau der Photovoltaikanlagen, wobei auch hier langfristig ca. 100 GW Spitzenleistung geplant sind, werden die Fluktuationen im Netz extrem zunehmen. Es wird deutlich mehr Tage geben, an denen das Stromnetz massenhaft Einspeisungen erlebt, ohne dass es dafür Abnehmer gibt. Bereits im Jahre 2015 gab es 25 Tage mit negativen Strompreisen, teilweise erreichten die Preise -125 Euro pro Megawattstunde [50]. Zum Vergleich: im Augenblick (Mitte Mai 2016) liegt der mittlere Börsenpreis bei +20 bis 25 Euro pro Megawattstunde. Im Sommer 2013 stellte die Bahn die Weichenheizungen an, um Strom zu verbrauchen und damit Geld zu verdienen. Diese Kosten werden letztendlich vom Stromkunden bezahlt.

Gleichzeit besteht die Möglichkeit von sogenannten Dunkelflauten, also einem Mangel an Windkraft- und Solareinspeisung. Mit der Abschaltung der Kernkraftwerke bis 2022 und dem Rückgang der gesamten konventionellen Stromerzeugung in

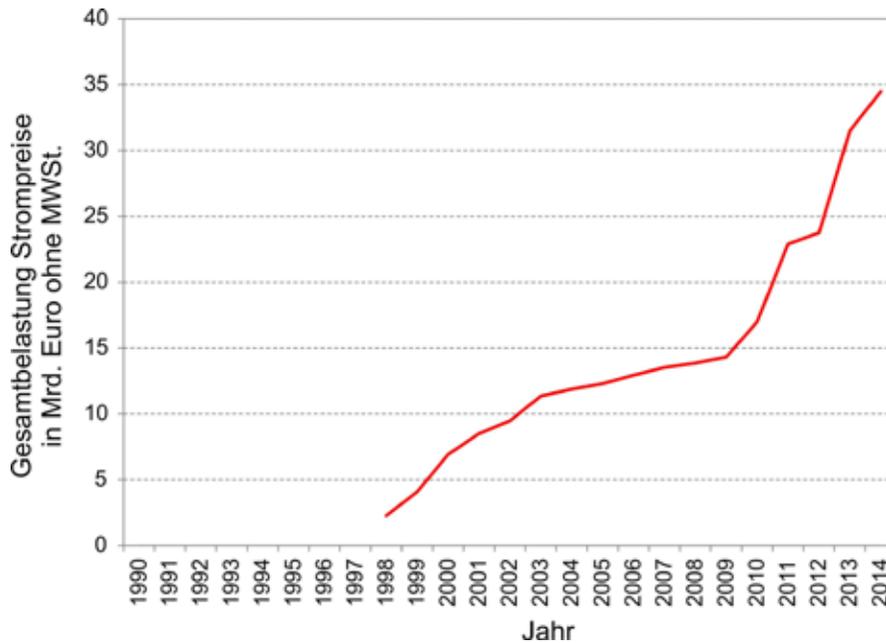
Deutschland in den nächsten Jahren wird etwa ab dem Jahre 2020 die konventionelle Stromerzeugung (Kohle, Gas, Kerntechnik) nicht mehr in der Lage sein, die Jahreshöchstlast zu erbringen [51]. Ab diesem Zeitpunkt müssen entweder neue erneuerbare Energien garantiert ins Netz einspeisen, Deutschland wird zum Nettoimporteuer von Strom oder der Stromverbrauch wird signifikant gesenkt. Der erste Punkt ist auf Grund der Wetterabhängig-

keit nicht gegeben, der zweite Punkt zeichnet die wahrscheinlichste Entwicklung auf und der dritte Punkt ist ebenfalls im Augenblick nur begrenzt zu beobachten.

Neben der Fluktuation der Stromeinspeisung durch das Wetter wird die Steuerung der neuen Anlagen durch weitere Einflüsse erschwert. So sollen Windkraftanlagen während des Vogelzuges im



*Bild 5
Windkraftanlage in
Kalifornien
(Foto: Dirk Proske)*



*Bild 6
Entwicklung der
Gesamtbelastung
der Strompreise in
Mrd. Euro (ohne MWSt)
[57], [42]*

(Grafik: Dirk Proske)

Herbst abgestellt werden [52]–[54]. Außerdem sollen Anlagen nachts stillstehen, wenn wenig Wind herrscht, um Fledermäuse zu schützen [52]–[54]. Die Anforderungen an die Steuerung des Stromnetzes werden also deutlich steigen.

Neben der hohen Volatilität der Stromerzeugung gibt es viele weitere Risiken, die nicht in der Öffentlichkeit wahrgenommen werden. Speziell für Windkraftträder wurde z. B. das Risiko des Eiswurfs in der Nähe von Autobahnen diskutiert [55]. Außerdem laufen zurzeit Forschungsuntersuchungen zur Möglichkeit von Gesundheitsauswir-

kungen durch von Windkraftanlagen verursachten Infraschall [56].

Die Risiken dieser neuen Technologien sind vielleicht noch nicht so sichtbar geworden wie die der Kernenergie durch Tschernobyl und Fukushima, aber sie bestehen und müssen bewertet werden.

3.4 Kosten

Bereits bei den Kernkraftwerken wurde auf Kosten durch Unfälle, auf Subventionen und auf Kosten für die Endlagerung hingewiesen. In diesem Abschnitt werden zum Vergleich im Wesentlichen nur die Kosten durch Subventionen angegeben. Weitere Kosten, z. B. für einen durch die Volatilität verursachten Stromausfall in einem unteren einstelligen Milliardenbetrag oder Kosten für die Entsorgung von Solarzellen, werden hier nicht berücksichtigt.

Im Jahre 2014 beliefen sich die Abgaben auf Strom in Deutschland ohne Mehrwertsteuer auf ca. 35 Milliarden Euro (Bild 6) [57]. Diese ergeben sich zum überwiegenden Teil aus der Förderung der neuen Erneuerbaren und sind:

- Konzessionsabgabe (Leitungsverlegung etc.),
- EEG-Umlage (Preisdifferenz),
- KWK-Aufschlag (Vergütung für Kraft-Wärme-Kopplung),

- ❑ §19 StromNEV-Umlage (Befreiung großer Stromverbraucher, atypische Netznutzung),
- ❑ Offshore-Haftungsumlage,
- ❑ abLa-Umlage (Kosten für abschaltbare Lasten) und
- ❑ Stromsteuer (indirekte Verbrauchssteuer, Öko-steuer).

Von 2011 bis 2015 betrug die Abgaben knapp 145 Milliarden Euro. Zum Vergleich, die Kosten des Unfalles von Fukushima liegen unterhalb 200 Milliarden Euro. Sollte diese Entwicklung weiterlaufen, ohne die politischen Rahmenbedingungen anzupassen, sind im Jahre 2020 EEG-Umlagen von 30 bis 40 Milliarden Euro möglich [58]. Zusammen mit allen sonstigen Gebühren wäre man bei einem Abgabevolumen von ca. 50 Milliarden Euro pro Jahr.

Diese Zahlen ergeben sich aus den Prognosen der Strompreise an der Börse für die nächsten Jahre. Die Prognosen sagen bis 2020 etwa 20 bis 25 Euro pro Megawattstunde vorher. Allerdings kann der mittlere Preis auch darunter liegen, da, wie bereits erwähnt, die Anzahl der Tage mit negativen Strompreisen weiter steigen wird und die Verbraucher diese negativen Preise über die Abgaben bezahlen müssen.

Gleichzeitig werden die Kosten für den Stillstand der konventionellen Kraftwerke steigen,

da ihre Nutzungszeit immer geringer wird. Diese steigenden Preise werden sich insbesondere bei den Strompreisen bei sogenannten Dunkelflauten, wenn nachts kein Wind weht, zeigen. Die Kosten der Dunkelflauten würde man vermeiden, wenn man Strom speichern könnte.

Während man bei der Kernenergie das ewig diskutierte Problem der Endlagerung sieht, ist das Problem der Stromspeicherung im Rahmen der Energiewende bis heute aber ungelöst und die wenigen Pumpspeicherkraftwerke sind nicht in der Lage [59], die produzierten Mengen an Energie zu speichern. Tatsächlich sind neue Pumpspeicherkraftwerke gar nicht mehr rentabel.

Die Kosten für die neuen erneuerbaren Energien sind auch deshalb so hoch, weil durch die Variabilität des Windes und die Berücksichtigung weiterer Effekte der Nutzungsgrad der Windanlagen nur bei ca. 15 bis 20 % liegt [60], [61]. Das entspricht einer durchschnittlichen Leistung von ca. 8 bis 9 GW im Jahr trotz der Spitzenleistung von 42 GW. Die Auslastung der Photovoltaik liegt bei ca. 10 %. Zum Vergleich, bei Kernkraftwerken in Deutschland liegt die Auslastung bei ca. 90 %. Die Leistung der noch laufenden Anlagen liegt bei über 10 GW. Deshalb konnten 8 bzw. 9 Kernkraftwerke im Jahre 2015 mehr Strom erzeugen als 26 000 Windräder (14,1 % vs. 13,3 % Anteil der Energieträger an der Bruttostromerzeugung 2015). Und deshalb erzeugt Photovoltaik, obwohl praktisch die gleiche

Während man bei der Kernenergie das Problem der Endlagerung sieht, ist das Problem der Stromspeicherung im Rahmen der Energiewende bis heute ungelöst

*Langfristig wird
in Deutschland
unter den heutigen
Bedingungen eine
konventionelle
Stromerzeugung
nicht mehr
wettbewerbsfähig
umsetzbar sein*

Spitzenleistung wie die Windräder, weniger als die Hälfte des Stromes der Windkraft (5,7 % Anteil an der Bruttostromerzeugung 2015). Und auch wenn Anlagen nicht laufen, sie kosten im Gegensatz zur üblichen Aussage, dass die Sonne und der Wind keine Rechnung stellen, Instandhaltungskosten. Bei Kernkraftwerken entstehen die hohen Kosten durch die umfangreiche Sicherheitstechnik und die Bildung von Rücklagen für den Rückbau und die Endlagerung.

Fazit: Unter Berücksichtigung dieser Entwicklungen dürfte bis Ende 2020 eine Förderung der neuen erneuerbaren Energien in der Größenordnung von 200 bis 300 Milliarden Euro erfolgt sein. Bereits im Jahre 2013 wurden die Gesamtkosten der Energiewende bis Ende 2030 auf ca. eine Billion geschätzt [62]. Dieser Wert erscheint basierend auf den eigenen Überlegungen nicht unrealistisch. Damit ist man in der gleichen Größenordnung wie ein schwerer Unfall in einem Kernkraftwerk, nur ist die Wahrscheinlichkeit des Eintritts der Kosten der Energiewende deutlich höher als die Eintrittswahrscheinlichkeit der Kosten des Unfalls. Intangible oder nichtmaterielle Kosten, wie ein möglicher Verlust der Heimat, sind dabei aber nicht berücksichtigt.

Langfristig wird in Deutschland unter den heutigen Bedingungen eine konventionelle Stromerzeugung nicht mehr wettbewerbsfähig umsetzbar sein [51]. Es wird also davon ausgegangen, dass eine

Stromerzeugung über neue erneuerbare Energien sicher und wirtschaftlich umsetzbar ist. Dies ist bis heute nicht nachgewiesen.

Dieser Abschnitt stellt keinen vollständigen Vergleich von Kosten verschiedener Stromerzeugungstechniken dar (siehe z. B. [78] und [79]). Er soll aber verdeutlichen, dass auch die neuen Technologien heute und in Zukunft viel Geld kosten werden. Wahrscheinlich sind die realen Kosten für die Stromerzeugung einfach größer als das, was wir in den letzten Jahren und Jahrzehnten dafür bezahlt haben.

4 Hypes neuer Technologien

4.1 Einleitung

Die Entwicklung der nuklearen Energieerzeugung war ein klassischer Hype, also eine Übertreibung, Überbewertung. Allein die Anzahl der Kraftwerke, die in den 1970er und 1980er Jahren entstanden, ist ein Indiz dafür. Im Augenblick beobachtet man die parallele Entwicklung für die neuen erneuerbaren Energien. Solche Übertreibungen sind kein Ergebnis der Neuzeit. Im Folgenden sollen zwei historische Beispiele genannt werden.

4.2 Kesselexplosionen

Die Erfindung der Dampfmaschine war in doppelter Hinsicht der Antrieb für die industrielle Revolution im 18. und 19. Jahrhundert. Die Erfindung änderte die Lebensumstände von Millionen von

Menschen. Im 19. Jahrhundert wurden Schiffe, Lokomotiven, Fabriken und Kraftwerke damit angetrieben.

Die Dampfkessel waren genietet und die Drücke relativ moderat, üblicherweise 3 bis 4 bar. Mit der allmählichen Erhöhung des Kesseldruckes wurden Kesselexplosionen häufiger. Anfang des 20. Jahrhunderts wurden jährlich 50.000 Todesopfer und über 2 Millionen Verletzte durch Kesselexplosionen gezählt [63]. Bereits davor hatten sich einige katastrophale Explosionen ereignet: Traurige Berühmtheit erreichte die Explosion von drei der vier Dampfkessel des Mississippi-Dampfers Sultana am 27. April 1865. Die Explosion und der Untergang forderten zwischen 1.200 und 1.500 Opfer [63]. Berühmt ist ebenfalls die Explosion der Brockton Schuhfabrik am 20. März 1905. Sie forderte 58 Todesopfer und über 100 Verletzte [63].

Die verschiedenen Katastrophen waren der Auslöser dafür, dass sich am 6. Februar 1880 ca. 30 Ingenieure in New York City im Büro des American Maschinist Magazine trafen, um eine Gesellschaft zur Verbesserung der Qualität der Tragfähigkeitsnachweise von Kesseln zu gründen: den ASME. 1908 begann die Entwicklung einer Norm und im März 1915 wurde die erste Norm herausgebracht [63].

Man verwendete also sehr schnell und sehr häufig die neue Technologie, ohne ein fachlich fundiertes Wissen über die Technik zu besitzen. Die Kon-

sequenzen waren letztendlich gewaltig, wurden aber von der Gesellschaft getragen und die Risiken wurden durch steigendes fachliches Wissen Stück für Stück verringert.

4.3 Schiffe

Das erste Boot wurde wahrscheinlich vor mehr als 10.000 Jahren entwickelt [64]. Die Erfindung des Bootes und der Schiffe ermöglichte dem Menschen den Zutritt zu einem anderen Lebensraum und damit den Gewinn von Nahrung und die Erschließung neuer Gebiete, wie z. B. die Entdeckung Amerikas durch Kolumbus. Das Ende der Hungerkatastrophen in Europa ist maßgeblich auf den Erfolg des Schiffsverkehrs zurückzuführen. Die Nutzung von Booten ermöglichte die Versorgung ganzer Küstenregionen.

Seit der Nutzung der Boote und Schiffe gab es aber auch unzählige Untergänge. So geht man davon aus, dass an der britischen Küste mindestens eine Viertelmillion Schiffswracks liegt [65]. Angeblich soll im Jahre 255 vor Christus die römische Flotte bei der Rückkehr aus Karthago in einen Sturm geraten und 280 Schiffe mit 100.000 Menschen untergegangen sein [66].

Zur Zeit der großen Entdeckungen um 1500 kalkulierte man den Verlust von 30 % der Besatzung ein [67]. Auf einer zweimonatigen Reise verlor ein spanisches Schiff von seiner ursprünglichen

Das Ende der Hungerkatastrophen in Europa ist maßgeblich auf den Erfolg des Schiffsverkehrs zurückzuführen

360-köpfigen Besatzung 123 Mann. Francis Drake verlor während seiner Expedition nach Westindien 1585 von 2.300 Seeleuten 600 Mann und auf der Fahrt von James Lancaster nach Ostindien um 1600 starb die Hälfte der Besatzung. Das englische Linienschiff Gloucester verlor auf seiner Fahrt 1617 626 Mann seiner ursprünglichen 961-Mann-Besatzung. Auslöser für die hohen Verluste waren Skorbut, Schiffsfieber, Malaria und Gelbfieber. Im 17. und 18. Jahrhundert sankt die Mortalität und erreichte dann ca. 1 %.

Bild 7
Hype-Zyklus-Diagramm
nach [68]
(Grafik: Dirk Proske)

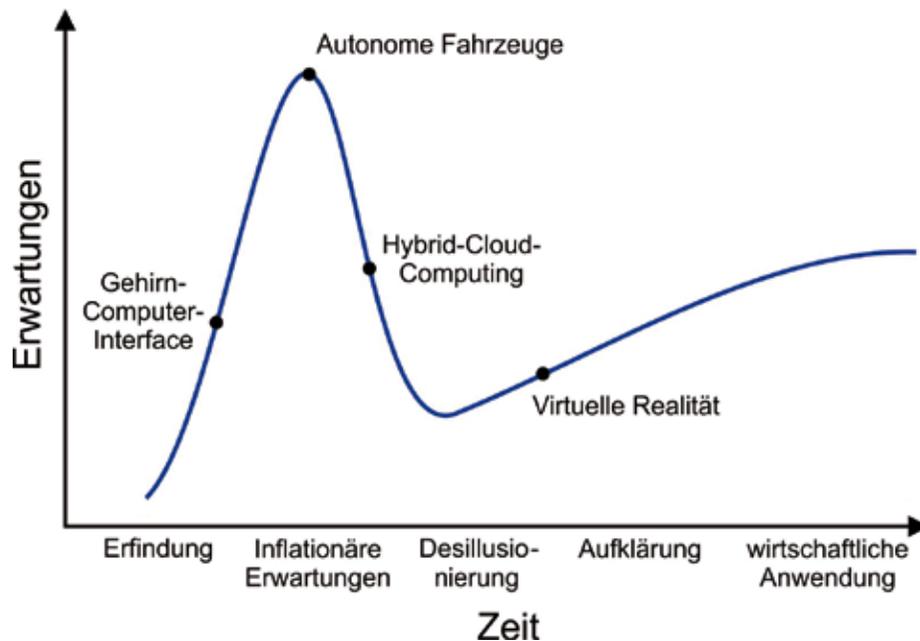
Noch einmal erlebte die Schifffahrt einen Boom mit tragischem Ausgang Anfang des 20. Jahrhunderts, erinnert sei hier nur an den Untergang der

Titanic. Die größten Tragödien ereigneten sich im zweiten Weltkrieg mit dem Angriff auf Flüchtlingschiffe, aber auch in den letzten Jahren, wie z. B. die Kollision eines Tankers mit einer Fähre auf den Philippinen 1987 mit über 4.000 Todesopfern.

Die großen Erfolge der Seefahrer zu Zeiten der Renaissance waren also auch mit unglaublichen menschlichen Verlusten verbunden. Diese wiederholten sich auf einem geringeren Niveau mit der Einführung der Dampfschiffahrt.

4.4 Eigenschaften von Hypes

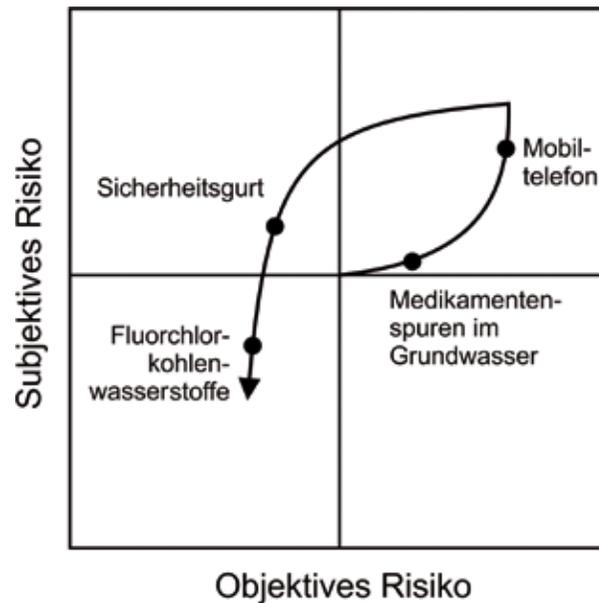
Die Überbewertung neuer Technologien ist auf Grund der heutzutage schnellen technologischen Entwicklung deutlich intensiver und häufiger. Im Bereich der elektronischen Systeme hat z. B. Gartner [68], [69] ein sogenanntes Hype-Zyklus-Diagramm entwickelt (Bild 7). In diesem Diagramm werden verschiedene Technologien eingetragen und die notwendige zeitliche Dauer bis zur erfolgreichen Markteinführung wird abgeschätzt. Interessant in dem Diagramm ist der Bereich der inflationären Erwartungen an die neue Technologie. Metzner [70] hat versucht, solche Zyklen in Subjektiv-wahrgenommene-versus-objektive-Risiken-Diagrammen darzustellen (Bild 8). Auch hier zeigt sich die systematische Unterschätzung der Risiken zum Zeitpunkt der Einführung der Technologie und eine Überhöhung der Risiken nach einer gewissen Zeit.



Wichtige Eigenschaften von Hypes neuer Technologien sind:

- ❑ übersteigerte Wahrnehmung der Nachteile und Risiken bestehender Technologien,
- ❑ Verleugnung der Vorteile bestehender Technologien,
- ❑ übersteigerte Wahrnehmung der Vorteile neuer Technologien,
- ❑ Verleugnung der Nachteile und Risiken der neuen Technologien,
- ❑ Verleugnung von offenen technischen Fragen (z. B. Endlagerung oder Speicherung),
- ❑ Anwendung unterschiedlicher Methoden zur Bewertung der Technologien und
- ❑ Vernachlässigung technischer Fragestellungen und Verschiebung zu ideologischen Fragestellungen.

Die derzeitigen gesellschaftlichen Entwicklungen und Prozesse in Deutschland bei der Energiewende erfüllen einen Großteil dieser Eigenschaften, so wie bei der Einführung der Kernenergie vor 50 Jahren. Drehen Sie doch einmal das Rad der Zeit zurück und lesen sie die Zeitungen vom Anfang der 1970er Jahre über die Einführung der Kernenergie.



*Bild 8
Zusammenhang zwischen objektivem und subjektivem Risiko über die Entwicklungszeit von Technologien, in Anlehnung an [76]
(Grafik: Dirk Proske)*

Der einzige aus Sicht des Autors korrekte Weg ist die rationale Gegenüberstellung der möglichen Vorteile, Nachteile und Unsicherheiten verschiedener Technologien mit gleichen Methoden. Tatsächlich haben verschiedene Studien wie Burg-herr/Hirschberg bzw. Hirschberg et al. [70], [71], Preiss et al. [72], ExternE [73], Inhaber [74] oder Hauptmanns [75] versucht, die Gefährdungen der unterschiedlichen Energieerzeugungsformen wissenschaftlich zu vergleichen. Hier zeigen sich keine großen Unterschiede bei den Gefährdungen. Letztendlich muss uns klar sein: jede Technologie birgt Risiken.

5 Wertung und Zusammenfassung

Zum Jahrestag der nuklearen Katastrophen in Tschernobyl und Fukushima 2016 diskutiert der vorliegende Beitrag Geschichte, Sicherheit, Kosten und Nutzen der Kernenergie und der Energiewende in Deutschland. Es zeigt sich, dass beide Technologien, die Kernenergienutzung und die neuen erneuerbaren Energien Vor- und Nachteile besitzen. In den Berichterstattungen werden dagegen häufig nur bestimmte ausgewählte Eigenschaften der genannten Technologien hervorgehoben.

Deshalb wird anschließend geprüft, ob auf die Entwicklung der Kernenergie und die Energiewende das Konzept der Hypes neuer Technologien angewendet werden kann. Tatsächlich gleichen sich die politischen, sozialen und medialen Prozesse bei der Einführung der Kernenergie in Deutschland vor ca. 50 Jahren und der Einführung der neuen erneuerbaren Energien heute. Risiken und Kosten der bestehenden Technologien werden in der Öffentlichkeit überhöht und Risiken und Kosten der neuen Technologien werden unterschätzt.

Natürlich basiert die Entscheidung zur Energiewende nicht nur auf technischen Fakten, politische und soziale Aspekte spielen eine erhebliche Rolle [77]. Deshalb muss auch niemand allein auf Risiken basierende Entscheidungen treffen. Aber das Wissen um Risiken ist bei Entscheidungen zwingend zu berücksichtigen. Man spricht dann von Risiko-in-

formierten Entscheidungen [78]. Die Einordnung beider, der Kernenergie und der Energiewende als potentielle technische Hypes legt die Vermutung nahe, dass die Risiken damals und heute nicht adäquat berücksichtigt wurden. Die Risiken und Grenzen beider Technologien sind eng mit physikalischen Gesetzmäßigkeiten verbunden und wenn uns die Unfälle der Kernenergie eins gelehrt haben, dann die Tatsache, dass man physikalische Gesetze nicht durch politische Entscheidungen außer Kraft setzen kann.

Referenzen

- [1] Berna, F.; Goldberg, P.; Horwitz, L. K.; Brink, J.; Holt, S.; Bamford, M.; Chazan, M.: Microstratigraphic evidence of in situ fire in the Acheulean strata of Wonderwerk Cave, Northern Cape province, South Africa. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America* 109 (2012) 20, E1215–E1220 – doi: 10.1073/pnas.1117620109
- [2] Roebroeksa, W.; Villa, P.: On the earliest evidence for habitual use of fire in Europe. In: *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America* 108 (2011) 13, 5209–5214 – doi: 10.1073/pnas.1018116108
- [3] Morris, I.: *Wer regiert die Welt: Warum Zivilisationen herrschen oder beherrscht werden.* Frankfurt am Main: Campus, 2011

- [4] Bundesverband der Energie- und Wasserwirtschaft (BDEW) e.V. (Hrsg.): Delphi Energy Future 2040, Delphi-Studie zur Zukunft der Energiesysteme in Deutschland, Europa und in der Welt im Jahre 2040. 3/2016
- [5] Kardashev, N.: Transmission of Information by Extraterrestrial Civilizations. *Soviet Astronomy* 8 (1964) 2, 217–222
- [6] Pellaud, B.: Kernenergie Schweiz – Fakten, Hintergründe, Verwirrungen und Politik. orell füssli, 10/2013
- [7] Laeng, T.: Zukunftsträume von gestern, heute und übermorgen. Berlin: LIT, 2010
- [8] Engineering Safeguards Key to Urban Siting. *Nucleonics*, 10/1965
- [9] Stellungnahme des Naturschutzrates zur Energiepolitik vom 11.12.1965. In: *Schweizer Naturschutz* 1 (1966) 14
- [10] Kupper, P.: Gestalten statt Bewahren: Die umweltpolitische Wende der siebziger Jahre am Beispiel des Atomenergiediskurses im Schweizer Naturschutz. In: Brüggemeier, F.-J.; Engels, J. I. / Stiftung Naturschutzgeschichte in Deutschland (Hrsg.): *Natur- und Umweltschutz nach 1945: Konzepte, Konflikte, Kompetenzen*, Frankfurt / New York: campus, 2005
- [11] WASH-1400 (NUREG 75/014): Reactor Safety Study: An Assessment of Accident Risk in the U.S. Commercial Nuclear Power Plants. U.S. NRC, 10/1975
- [12] Radkau, J.: Eine kurze Geschichte der Atomkraftbewegung. Aus *Politik und Zeitgeschichte* 61 (2011) 46–47, 7–15
- [13] Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat (HSK, Hrsg.): Definition of Level 1 PSA Risk Measures. 2005
- [14] Eidgenössisches Nuklearsicherheitsinspektorat (HSK, Hrsg.): Definition of Level 2 PSA Risk Measures. 2007
- [15] Pliefke, T.; Peil, U.: On the integration of equality considerations into the Life Quality Index concept for managing disaster risk. In: Taerwe, L.; Proske, D. (Eds.): *Proceedings of the 5th International Probabilistic Workshop*, 28./29.11.2007 in Genth (Belgium), Genth: Acco, 2007, 267–281 – urn:nbn:de:bsz:14-ds-1228914919488-65713
- [16] Rackwitz, R.; Streicher, H.: Optimization and Target Reliabilities. In: *Proceedings of JCSS Workshop on Reliability Based Code Calibration*, 21./22.3.2002 in Zürich (Switzerland), Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zürich, 2002
- [17] Mohrbach, L.: Fukushima two years after the tsunami – the consequences worldwide. *atw* 58 (2013) 3, 152–155
- [18] Dedman, B.: What are the odds? US nuke plants ranked by quake risk. *NBCnews*, 2011
- [19] ENSREG: EU Stress Tests and Follow-up, Diverse Dokumente – <http://www.ensreg.eu/EU-Stress-Tests>
- [20] Kennedy, R. P.: Risk (Performance-Goal) Based Approach for Establishing the SSE Design

- Response Spectrum Aimed at Achieving a Seismic Core Damage Frequency Less than a Target goal for Future Nuclear Power Plants. RPK Structural Mechanics Consulting, Escondido, CA, 2012
- [21] Kepplinger, H.-M.; Lemke, R.: Die Reaktorkatastrophe bei Fukushima in Presse und Fernsehen in Deutschland, Schweiz, Frankreich und England. Vortrag auf der Jahrestagung 2012 der Strahlenschutzkommission, 15.3.2012 in Hamburg
- [22] Wolling, J.; Arlt, D. (Hrsg.): Fukushima und die Folgen – Medienberichterstattung, Öffentliche Meinung, Politische Konsequenzen. Ilmenau: Universitätsverlag, 2014
- [23] Bonfadelli, H.; Kristiansen, S.: Meinungsklima und Informationsverhalten im Kontext von Atomenergie und ENSI. Zwischenbericht zuhanden des Eidgenössischen Nuklearinspektorats, Universität Zürich, IPMZ – Institut für Publizistikwissenschaft und Medienforschung, Zürich, 11/2012
- [24] Kauermann, G.; Küchenhoff, H.: Reaktorsicherheit: Nach Fukushima stellt sich die Risikofrage neu. FAZ, 30.3.2011
- [25] Wheatley, S.; Sovacool, B.; Sornette, D.: Of Disasters and Dragon Kings: A Statistical Analysis of Nuclear Power Incidents and Accidents. Risk Analysis, arXiv:1504.02380v1 [physics.soc-ph] 10.4.2015, 24 pages
- [26] Boeing (Ed.): Statistical Summary of Commercial Jet Airplane Accidents Worldwide Operations | 1959–2013. Seattle (US), 8/2014
- [27] Bundesamt für Statistik (Hrsg.): Swiss civil aviation 2013. Neuchâtel (Switzerland), 2014
- [28] European Aviation Safety Agency (EASA, Ed.): Annual Safety Review 2013
- [29] International Air Transport Association (IATA, Ed.): Safety Report 2013. Montreal-Geneva, 4/2014
- [30] International Civil Aviation Organization (ICAO, Ed.): Safety Report. Edition 2 014, Montreal (Canada)
- [31] Airbus (Ed.): Commercial Aviation Accidents 1958–2013: A Statistical Analysis. Blagnac Cedex (France), 4/2014
- [32] International Association of Oil and Gas Producers (OGP, Ed.): Aviation transport accident statistics. OGP: Risk Assessment Data Directory, Report No. 434-11.1, 3/2010
- [33] US Department of Transportation/Federal Aviation Administration (Ed.): Trends in Accidents and Fatalities in Large Transport Aircraft. Final Report, DOT/FAA/AR-10/16, 6/2010
- [34] Tagesschau am 11.3.2014: Kosten von Atomunfällen, Fukushima, Tschernobyl und viele andere, Hintergrund
- [35] Bundesamt für Bevölkerungsschutz (Hrsg.): Katastrophen und Notlagen Schweiz 2015, Welche Risiken gefährden die Schweiz. Bern (Schweiz), 5/2015
- [36] Pascucci-Cahen, L.; Momal, P.: Massive radiological releases profoundly differ from controlled releases. Eurosafe – Towards Conver-

- gence of Technical Nuclear Safety Practices in Europe, 2012, 7 Seiten, lectures' summaries: <https://www.eurosafe-forum.org/eurosafe2012>
- [37] http://www.eurosolar.de/de/images/stories/pdf/Infoblatt_Kosten_Atomenergie06_de.pdf
- [38] Bilmes, L. J.: The Financial Legacy of Iraq and Afghanistan: How Wartime Spending Decisions Will Constrain Future National Security Budgets. Faculty Research Working Paper Series, Harvard Kennedy School, 3/2013, RWP13-006
- [39] Expert Workshop: Fukushima Five Years on: Legal Fallout in Japan, Lesson for the EU. 4./5.3.2016 at Darwin College Cambridge (GB), lecture summary, <http://www.law.cam.ac.uk>
- [40] <https://www.greenpeace.de/themen/atomkraft/atomstrom-mit-304-milliarden-euro-subsventioniert>
- [41] Ralph Bollmann in FAZ: Das kostet den Steuerzahler der Atommüll. 2.5.2016
- [42] BDEW (Hrsg.): Erneuerbare Energien und das EEG: Zahlen, Fakten, Grafiken (2016), Anlagen, installierte Leistung, Stromerzeugung, EEG-Auszahlungen, Marktintegration der Erneuerbaren Energien und regionale Verteilung der EEG-Anlagen. Berlin, 18.2.2016
- [43] http://flexrisk.boku.ac.at/en/site_list.html
- [44] Bundesverband der Energie- und Wasserwirtschaft e.V. (BDEW, Hrsg.): BDEW-Strompreisanalyse Juni 2014, Haushalte und Industrie. Berlin, 20.6.2014 – www.bdew.de
- [45] Icha, P.: Entwicklung der spezifischen Kohlendioxid-Emissionen des deutschen Strommix in den Jahren 1990 bis 2014. In: Umweltbundesamt (Hrsg.): Climate change 9/2015, 6/2015
- [46] Bundesnetzagentur (Hrsg.): Bericht über die Systemstörung im deutschen und europäischen Verbundsystem am 4. November 2006. Bonn, 2/2007
- [47] Brill, K. in Süddeutsche Zeitung: Grüne Stromflut. 3.11.2012, 3 S.
- [48] Aargauer Zeitung: So sind wir für einen Blackout gerüstet. 15.12.2015, S. 2
- [49] FAZ: Gegenwind für neues Erneuerbares-Energien-Gesetz. 10.5.2016
- [50] EEX Transparency Platform: <https://www.eex-transparency.com/>. 8.5.2016
- [51] Buttler, A.; Spliethoff, H.: Bedarf und Auslastung konventioneller Kraftwerke im Zuge der Energiewende: Eine Metastudie. VGB Power-Tech 3 (2016), 41–47
- [52] Siegfried, S.; Wörtz, T.: Streitfall Windkraft: Don Quijotes (Alb)Traum. natur (2016) 5, 39–45
- [53] Etscheid, G.: Kampf um freie Horizonte. natur (2016) 5, 46–50
- [54] Neu Luzerner Zeitung: Stromeinbussen wegen Fledermäusen. 9.11.2012
- [55] Drapalik, M.; Formayer, H.; Pospichal, B.; Kromp, W.: Risk of ice shed from wind turbines. In: Budelmann, H.; Holst, A.; Proske, D. (Ed.): Procee-

- dings of the 9th International Probabilistic Workshop, 17./18.11.2011 in Braunschweig, 8 S.
- [56] Müller, H.; Artinger, G.: Kommentierung verschiedener Studien und Berichte über Infrashall. www.umweltmessung.com, 2016
- [57] Lambertz, J. F.; Milojcic, G.: Perspektiven der deutschen Braunkohlenindustrie 2013: Braunkohle – Partner und Impulsgeber. VGB Power-Tech (2013) 9, 104–113
- [58] Rasim, W.: Auch Stromspeicher würden diese Energiewende nicht retten. Dresdner Universitäts Journal (2014) 18, 4
- [59] Global Wind Energy Services: <http://www.dewi.de>. diverse Berichte, 2016
- [60] Pieper, T.; Fleckenstein, H.; Rosen, M.: Das Wohl und Wehe des Windes. *emw – Magazin für Energie, Markt und Wettbewerb* (2007) 1, 40–46
- [61] Altmeier, P.: Energiewende kann eine Billion Euro kosten. *Handelsblatt*, 20.2.2013
- [62] Bamford, W.: The History of the ASME Code. Westinghouse: ASME B&PV Course, 27.–29.4.2010, lecture’s documentation
- [63] Mann, G. (Hrsg.): *Propyläen Weltgeschichte – Eine Universalgeschichte*. Berlin · Frankfurt am Main: Propyläen, 1991
- [64] Wilson, N.: *Great Sea Disasters*. Parragon: 1998 – German Version: Augsburg: Bechtermünz | *Weltbild*, 1998
- [65] Eastlake, K.: *A century of sea disasters*. Brown Partworks Limited | German Version: Blindlach: Gondrom, 1998
- [66] Schadewaldt, H.: Zur Geschichte der Verkehrsmedizin unter besonderer Berücksichtigung der Schifffahrtsmedizin. In: Wagner, K.; Wagner, H.-J. (Hrsg.): *Handbuch der Verkehrsmedizin*, Berlin – Heidelberg – New York: Springer, 1968
- [67] <http://www.gartner.com/technology/research/methodologies/hype-cycle.jsp>
- [68] van Lente, H.; Spitters, Ch.; Peine, A.: *Comparing Technological Hype Cycles: Towards a Theory*. ISU Working Paper 11.03, Innovation Studies Utrecht (ISU), Utrecht University, Copernicus Institute of Sustainable Development, 2011
- [69] Metzner, A.: *Die Tücken der Objekte – Über die Risiken der Gesellschaft und ihre Wirklichkeit*, 2002, Campus Verlag GmbH, Frankfurt Main
- [70] Burgherr, P.; Hirschberg, S.: *Comparative Risk Assessment of Severe Accidents in the Energy Sector*. *Energy Policy* 74 (2014) S45–S56
- [71] Hirschberg, S.; Spiekerman, G.; Dones, R.: *Project GaBE: Comprehensive Assessment of Energy Syste: Sever Accidents in the Energy Sector*. PSI-Bericht Nr. 98-16, 11/1998
- [72] Preiss, P.; Wissel, S.; Fahl, U.; Friedrich, R.; Voß, A.: *Die Risiken der Kernenergie in Deutschland im Vergleich mit Risiken anderer Stromerzeugungstechnologien*. Arbeitsbericht/Working Paper, Universität Stuttgart, Institut für Energiewirtschaft und Rationelle Energieanwendung, Bericht Nr. 11, 2/2013

- [73] European Commission: ExternE – Externalities of Energy, 2007. <http://www.externe.info/>
- [74] Inhaber, H.: Risk Analysis applied to energy systems. Encyclopedia of Energy, Elsevier, 2004
- [75] Hauptmanns, U.; Hertrich, M.; Werner, W.: Technische Risiken. Berlin: Springer, 1991
- [76] Proske, D.; van Gelder, P.; Vrijling, H.: Some remarks on perceived safety with regards to Optimal safety of structures. Beton- und Stahlbetonbau 103 (4/2008) Supplement 1: Robustness and Safety of Concrete Structures, 65–72
- [77] Arrow, K. J.; Cropper, M. L.; Eads, G. C.; Hahn, R. W.; Lave, L. B.; Noll, R. G.; Portney, P. R.; Russell, M.; Schmalensee, R.; Smith, V. K.; Stavins, R. N.: Is there a role for benefit-cost analysis in environmental, health and safety regulations. Science, 272 (1996) 221/222
- [78] Öko-Institut (Hrsg.): Die Entwicklung der EEG-Kosten bis 2035. Studie im Auftrag von Agora Energiewende, Freiburg, 2015
- [79] Henning, H.-M.; Palzer, A.: Was kostet die Energiewende? Wege zur Transformation des deutschen Energiesystems bis 2050. Fraunhofer-Institut für Solare Energiesysteme ISE, Freiburg, 2015
- Anmerkung: Alle Internetquellen wurden am 15.8.2016 überprüft



*Prof. Dr. sc. techn.
Mike Schlaich*

*Professur an der TU Berlin,
Fachgebiet Entwerfen und
Konstruieren, Partner bei
schlaich bergemann partner*

Mike Schlaich

Die Hommage als Quelle der Inspiration

Für Manfred Curbach zum 60. Geburtstag

Tragwerk und Hülle, Funktion und Form, Technik und Kunst, Vernunft und Emotion, diese Seiten einer Medaille stimmen überein, wenn Ingenieur und Architekt erfolgreich zusammenarbeiten. Diese Fusion zu üben, ist ein Schritt zum guten Bauen.

Inspiration für qualitativvolles Bauen, das einen Beitrag zur Baukultur leistet, kann aus verschiedenen Quellen gezogen werden. Das Erkennen und Befolgen gewisser Prinzipien des guten Bauens, das Verstehen der eigenen Ingenieurgeschichte und die Würdigung, die Hommage an unsere Vorbilder sind besonders ergiebig. Beispiele aus dem Büro des Autors sollen dies illustrieren.

1 Einführung

Gelegentlich wird man gefragt, was die eigene Arbeit auszeichne, welcher Überzeugung man sei, ob es gar eine Entwurfsphilosophie gäbe. Wodurch unterschei-

den sich verschiedene Entwurfsansätze? Auf solche Fragen soll im Folgenden eingegangen werden.

Wir Bauingenieure entwerfen und konstruieren zusammen mit Architekten, mit Landschaftsplanern, mit Künstlern und manchmal – wenn es um Brücken geht – auch alleine. Idealerweise entsteht unser Tragwerk als Resultat eines bewussten iterativen Entwurfsprozesses aus dem Kontext, aus den lokalen Randbedingungen heraus [1]. Wir streben das Gesamtkunstwerk an, suchen im Team nach ganzheitlicher Qualität, guter Funktion und guter Form. Ein Bauwerk ist dann gelungen, wenn alle seine Komponenten – die des Ingenieurs und die des Architekten – qualitativvoll geplant sind. In diesem Fall lässt sich dann gar nicht mehr erkennen, welche Person der Projektautor war.

„Bewusst“ heißt hier, dass das *design team* den dauernden Diskurs pflegt und einer ganzen

Reihe von Entwurfsprinzipien folgt, nicht nur den Normen. Eine Wortwolke fasst die Entwurfsprinzipien einiger Bau- und Lehrmeister – Vitruv, Jörg Schlaich, Volkwin Marg und David Billington –, von denen der Autor profitiert hat, zusammen [2].

2 Prinzipien des Leichtbaus

Auch wenn Leichtbau keinesfalls immer die Lösung für eine gestellte Entwurfsaufgabe sein kann, kommen in unserem Büro Leichtbauten doch recht oft vor. Nach Jörg Schlaich sind Leichtbauten (u. a. dargelegt in [3]):

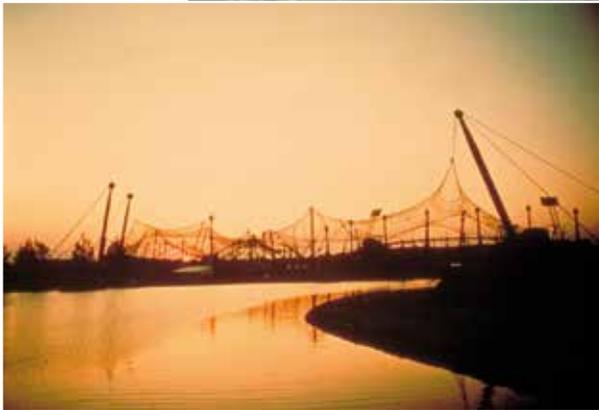
- ❑ kulturell wertvoll: Leichtbau ist transparent und bildet den Kraftfluss auf natürliche Weise ab. Wir mögen leichte Bauwerke, weil wir Eleganz assoziieren, weil sie den Blick wenig versperren, filigran und unbedrohlich wirken.
- ❑ wirtschaftlich sinnvoll: Leichtbauten verbrauchen ein Minimum an Material. Sie sind ressourcenschonend und damit nachhaltig.
- ❑ sozial gerechtfertigt: Die Komplexität der Tragwerke setzt gut ausgebildete Ingenieure und Arbeiter voraus. Das Ergebnis bereichert also nicht nur die Baukultur, sondern schafft auch qualifizierte Arbeitsplätze.

Beim Entwurf eines Leichtbaus sollten folgende fünf Grundsätze berücksichtigt werden:



Die Prinzipien guten Bauens [2]

- ❑ Maßstäblichkeit und angemessene Spannweiten: Weil die Biegemomente mit dem Quadrat der Spannweite ansteigen und die Masse sogar kubisch, wenn die Dimensionen skaliert werden, führen nur kleine Spannweiten zu schlanken Biegeträgern. Wo Biegung nicht vermieden werden kann, wird werkstoffgerechtes Arbeiten, Stahl in zugbeanspruchten und Beton in druckbeanspruchten Bereichen, besonders wichtig.
- ❑ Wenig Biegung: Querschnitte können nur rein zug- oder druckbeansprucht optimal ausgenutzt werden. Deshalb sind Fachwerke immer leichter als Biegetragwerke.
- ❑ Materialien mit großer Reißlänge: Ein möglichst großer Quotient β/γ , wobei β die Festigkeit und γ die Wichte des Materials ist, führt zu Leichtigkeit. In dieser Hinsicht ist Carbon mit einem Verhältnis von β zu γ von ca. 200 km sehr vielversprechend.



Anwendung der Prinzipien des Leichtbaus, hier beim Dach des Olympiastadions in München, 1972

(Foto links: Christian Kandzia, Foto oben: Michael Zimmermann)

- ❑ **Vorspannung:** Sie erlaubt es Zugelementen, auch Druckkräfte aufzunehmen, indem sie ihre Vorspannung abbauen. So werden die Steifigkeit des Tragwerks erhöht und seine Verformungen reduziert.
- ❑ **Doppelte Krümmung:** Leichte, doppelt gekrümmte Flächentragwerke können so Lasten allein über Normalkräfte in ihrer Ebene, über Membrankräfte, abtragen. Auf diese

Art entsteht enorme Leichtigkeit und es tut sich eine Vielfalt an Tragwerksmöglichkeiten auf, deren Potential noch lange nicht ausgeschöpft ist.

Über die Jahre haben wir versucht, diese Prinzipien des Leichtbaus – wo immer sinnvoll – auf alle möglichen Tragwerke, Brücken, Türme, Beton- und Glasgitterschalen, Seilnetze und Membranbauten, anzuwenden.



Einfache Prinzipien für große Tragwerke, von links oben nach rechts unten:

*Glasdach, Leipzig:
Salatsieb*

(Foto: sbp)

*Membrandach, Stuttgart:
Speichenrad*

(Foto: Manfred Storck)

*Glasfassade, Málaga:
Tennisschläger*

(Foto: Fa. Roschmann)

*Fußgängerbrücke,
Sassnitz: Kreisringträger*

(Foto: Wilfried Dechau)



3 Übertragung kleiner Tragwerke

Bei der Planung von Leichtbauten haben immer wieder alltägliche Gebrauchsgegenstände, wie das Speichenrad, der Tennisschläger, das Salatsieb oder ein einfacher Ring, Pate für eine Übertragung in die Welt der Großbauten gestanden [4].

Oft haben wir, bewusst oder unbewusst, aus dem riesigen Fundus der Werke unserer Vorgänger geschöpft. Dieser Aspekt unserer Arbeit soll im folgenden Abschnitt beleuchtet werden.



*Félix Candela:
von Xochimilco (rechts) nach Stuttgart (oben)
(Foto rechts: Universidad Politécnica
de Madrid, Foto oben: sbp)*

4 Hommage

„Als Hommage werden vor allem alle Verweise gesehen, die im Rahmen eines künstlerischen Werks gegeben werden und jemanden hervorheben, dem der Künstler besondere Anregungen für sein Werk verdankt“ [5]. Die Hommage ist mehr als Kopieren. Aus der Sicht des Autors ist es vollkommen in Ordnung, ja wichtig, die großartigen Bauten unserer Vorgänger zu studieren und ihre Ideen aufzunehmen, weiterzuentwickeln, mit heutigen Mitteln modern umzusetzen oder sie zu variieren, mit ihnen zu spielen. Das Rad kann nicht dauernd neu erfunden werden, oft können wir nur fortschreiten, wenn wir auf den Errungenschaften Anderer aufbauen.

Bei der Betrachtung der Projekte des eigenen Büros wird offensichtlich, dass die Hommage oft bewusst als

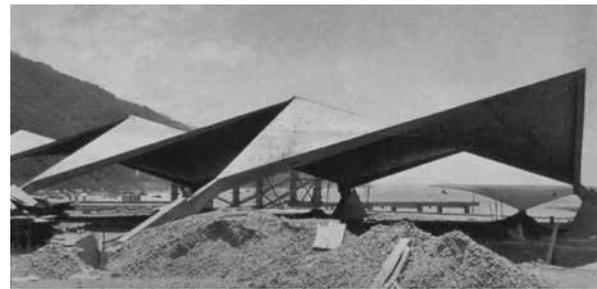


Entwurfsgrundlage eingesetzt wurde und wird. Natürlich nicht im Sinne von *copy and paste*, sondern als Anwendung der oben beschriebenen Grundsätze und von Übertragungen auf Klassiker, die man bewundert. Vielleicht kann dies mit dem *cover song* in der Popmusik verglichen werden? Wenn die Übersetzung einer „alten“ Idee auf andere Randbedingungen, in einen neuen Kontext, vielleicht mit neuen Werkstoffen oder anderer Nutzung, gelingt, können überraschend „neue“ Tragwerke entstehen.

Eine Reihe von Beispielen soll dies illustrieren:

Die 1974 in Stuttgart gebaute temporäre Versuchsschale aus glasfaserverstärktem Spritzbeton war nur 1,5 cm stark. Jörg Schlaich übernahm dafür die Form von Félix Candelas berühmter Betonschale in Xochimilco in Mexico. Félix Candela kam nach Stuttgart, um die Schale zu besichtigen, und war gerührt, dass seine Arbeit deutsche Ingenieure beeinflusst hatte.

Viel früher schon, 1967, hatte Jörg Schlaich, damals noch als Ingenieur im Büro Leonhardt Andra und Partner, mit 96 m Spannweite eines der größten hyperbolischen Paraboloiden für die Überdachung des Schwimmbades Sechslingspforte in Hamburg entworfen. Es hat eine verblüffende Ähnlichkeit mit der, allerdings viel kleineren, Betonschale für die Strandbar Playa Azul, Venezuela, von Félix Candela.



Candela noch einmal: Playa Azul (links) und Hamburg Sechslingspforte (Architekt: Niessen und Strömer, Hamburg)

(Foto oben: sbp, [19])

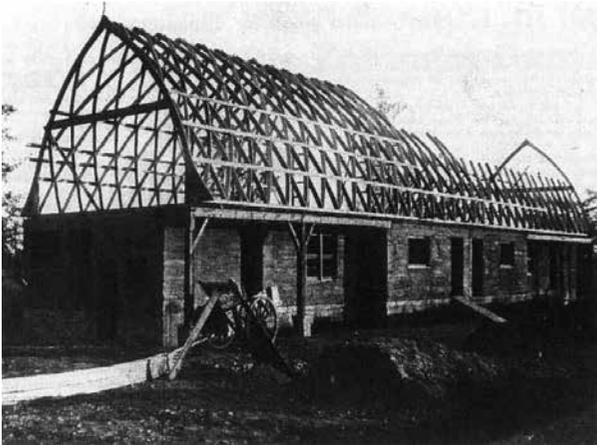
Foto links: [6])

Die Auerbachbrücke in Stuttgart ist eine vollintegrale und damit robuste und fast wartungsfreie Bogenbrücke [7], die wie die Schwandbachbrücke des Schweizer Robert Maillart einen im Grundriss gekrümmten Überbau mit einem gerade Bogen trägt.

Das Brettschichtholzdach der Messehalle in Rostock mit einer Spannweite von 65 m zeigt, dass



Robert Maillart: Schwandbachbrücke (Foto: FBM studio Ltd.) und Auerbachbrücke (Foto: Gert Elsner)



*Friedrich Zollinger: Dachstuhl aus den 1920er Jahren und Warnow Messehalle in Rostock
(Architekt: von Gerkan, Marg und Partner) (Foto links aus [8], rechts: Heiner Leiska, [9])*

mit modernen Verbindungsmitteln sogar weitgespannte Hallendächer nach dem Zollingerprinzip, das in den 1920er Jahren von Friedrich Zollinger erfolgreich für kleine Dächer angewendet wurde, möglich sind, [8].

Der als Landmarke für die Messe Rostock geplante Tensegrity-Turm beweist, dass mit dieser vom US-Amerikaner Buckminster Fuller eingeführten Bauweise Turmhöhen von 50 m erreicht werden können. Allerdings sind solche Türme so weich, dass außer dem Eigengewicht nur noch Windlasten aufgenommen werden können (Architekt: von Gerkan, Marg und Partner).

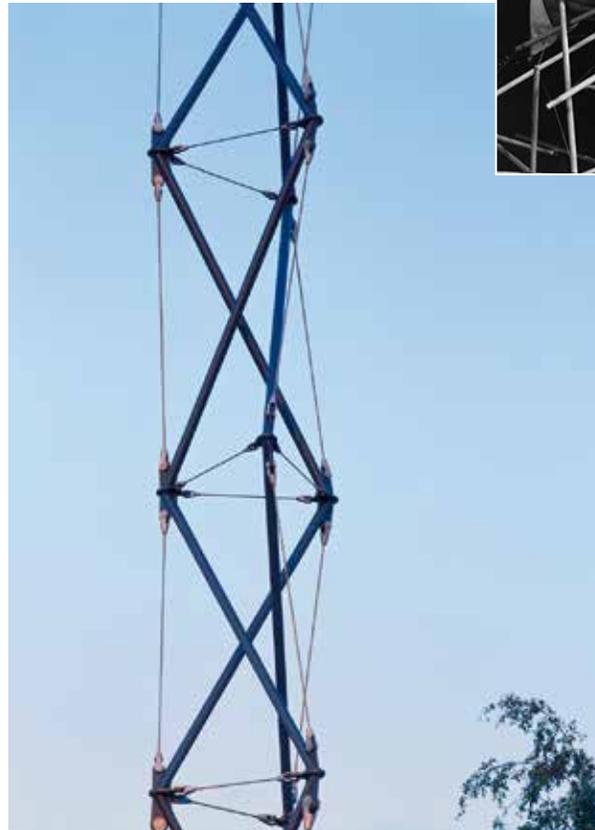
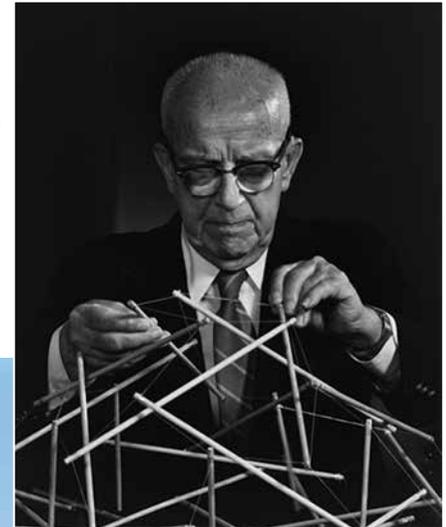
Der deutsche Ingenieur Albert Fink hat einem unterspannten Trägersystem, das im 19. Jahrhundert vor allem in den USA gebaut wurde, seinen Namen gegeben. Die Umkehrung dieses Trägers führte zur gekrümmten Fußgängerbrücke in La Defense in Paris (Architekt: Dietmar Feichtinger Architectes).

Wieder ist es die Umkehrung, die von Wladimir Schuchows schlankem druckbeanspruchten rotationshyperbolischen Turm zum ähnlich geformten vorgespannten Seilnetzühlturm mit zentralem Mast in Schmehausen geführt hat, [11], [12].

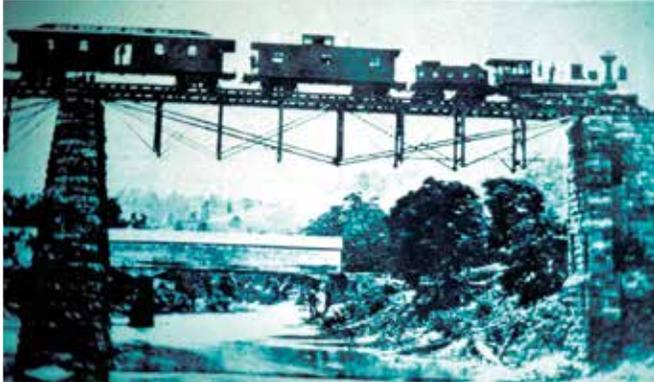
Das mit Beton eingedeckte Seilnetzdach von Nowicki und Severud der früher Rayleigh-Arena genannten Dorton-Arena in den USA wurde durch Frei Ottos berühmtes Buch „Das hängende Dach“ [13]

Buckminster Fuller: Tensegrity im Modell und der Messeturm in Rostock [10]

*(Foto rechts: National Portrait Gallery, Smithsonian Institution; gift of Estrellita Karsh in memory of Yousuf Karsh
Foto unten: HG Esch)*



*Albert Fink: Bahnbrücke (unten, Postkarte)
und Passerelle La Défense, Paris
(Foto: Michael Zimmermann), [14]*



in Deutschland bekannt. Das membraneingedeckte Seilnetzdach am Kundencenter der Autostadt in Wolfsburg zeigt, dass solche doppelt gekrümmten Flächentragwerke auch ohne Randträger auskommen können (Architekt: GRAFT Architekten).

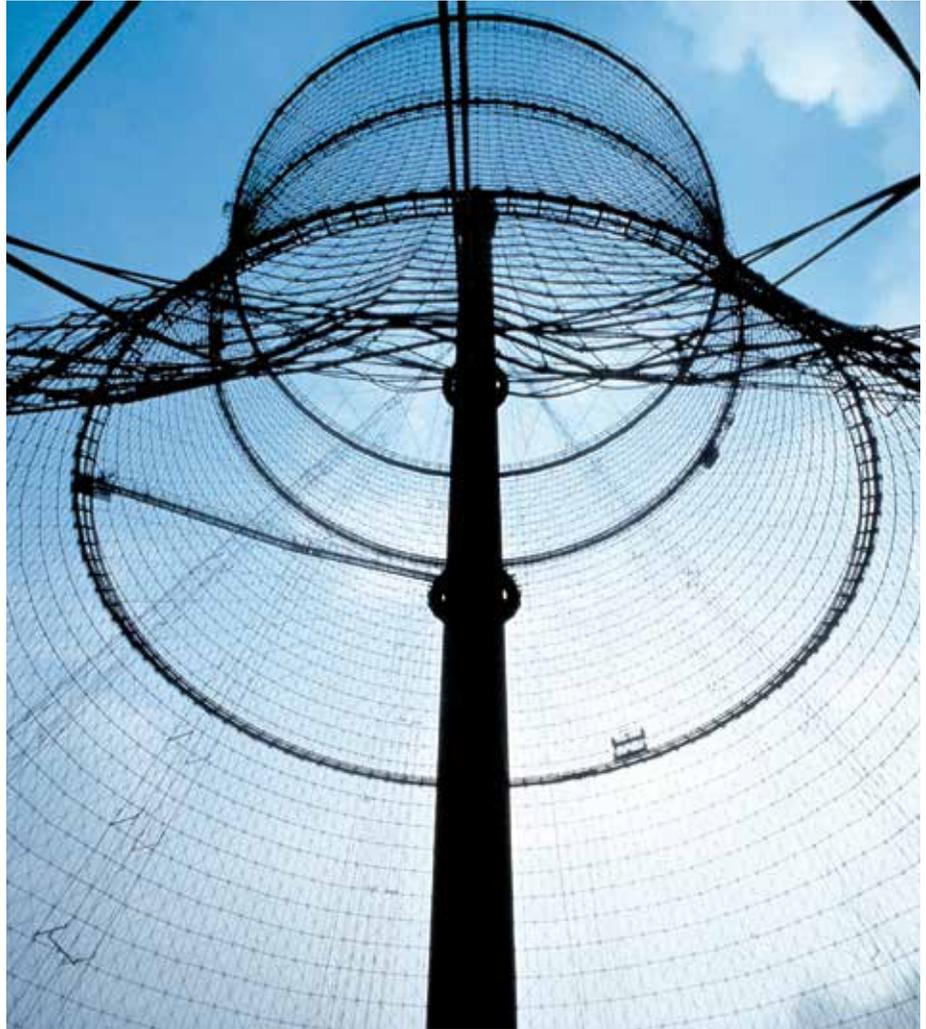
Die Schriften von Frei Otto, neben dem erwähnten Buch mehr als 40 Bücher, die am Institut für leichte Flächentragwerke der Universität Stuttgart veröffentlicht wurden, haben bis heute einen enormen Einfluss auf den Leichtbau weltweit. Tatsächlich ist es sehr schwierig, auf ein Tragwerk zu kommen, das Frei Otto nicht irgendwo schon einmal skizziert hat. Viele der von Schlaich Bergermann

partner entwickelten beweglichen Tragwerke [16] haben von diesem Ideenüberfluss profitiert.

Heute, nach über 35 Jahren Schlaich Bergermann partner, sind uns die frühen Arbeiten von Jörg Schlaich und seinem Team selbst zur Quelle der Inspiration geworden. So versuchen wir, den Herausforderungen der Zeit mit Innovationen und gestützt auf unsere eigene berufliche Geschichte zu begegnen.



*Wladimir Schuchow: Schabolowka-Radioturm
(Foto: Sergei Arsenyev)*



Kühlturm Schmehausen

(Foto: sbp)

5 Zusammenfassung

Der Beitrag der Bauingenieure zu qualitativem Bauen, zur Baukultur ist vielgestaltig. Unsere Entwürfe entstehen aus dem lokalen Kontext und basieren auf robusten technisch-wissenschaftlichen Grundlagen. Das Befolgen genereller (Leichtbau-) Prinzipien und das Übertragen von „Tragwerken“ aus baufremden Gebieten sind hilfreich, vielleicht sogar Voraussetzung für erfolgreiches Arbeiten. Wenn wir dabei unseren großen Vorgängern Tribut zollen, uns auf ihre Werke berufen, kann überraschend Neues und Fortschrittliches entstehen.

Literatur

- [1] Bögle, A.; Schmal, P.; Flagge, I. (Hrsg.): leicht weit – Light Structures, Jörg Schlaich, Rudolf Bergemann. München: Prestel, 2003
- [2] Schlaich, M.: Eleganz und gutes Bauen. Bau-technik, Sommer 2016 (Beitrag angenommen)
- [3] Schlaich, J.: Leichtbau – wieso und warum? In: Bögle, A.; Schmal, P.; Flagge, I. (Hrsg.): leicht weit – Light Structures, Jörg Schlaich, Rudolf Bergemann. München: Prestel, 2003, 298–310
- [4] DETAIL – Institut für internationale Architektur-Dokumentation: DETAIL engineering 1, schlaich bergemann und partner, 2011
- [5] <https://de.wikipedia.org/wiki/Hommage> (Zugriff am 2.5.2016)
- [6] Faber, C.: Candela / The Shell Builder. New York: Reinhold Publishing Corporation, 1963



Nowicki: Dorton Arena und Dach am Kundencenter der Autostadt in Wolfsburg, [14], [15] (Foto: Tobias Hein)

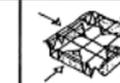
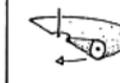
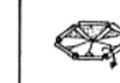
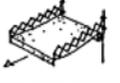
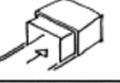
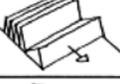
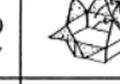
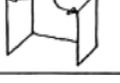
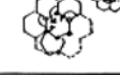
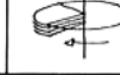
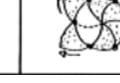


- [7] Schlaich, J.; Meese, L.: Die Auerbachbrücke in Stuttgart – eine fugen- und lagerlose, leichte und transparente Betonbrücke. Bauingenieur 79 (2004) 7/8, 253–256
- [8] Winter, K.; Rug, W.: Innovationen im Holzbau – Die Zollinger-Bauweise. Bautechnik 69 (1992) 4, 190–197
- [9] Schlaich, M.; Stavenhagen, L.; Krüger, G.: Die Hanse Messe in Rostock – Zollinger mit moderner Technik. Bautechnik 80 (2003) 5, 279–284
- [10] Schlaich, M.: The Messturm in Rostock – A Tensegrity Tower. Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures IASS 45 (2004) n.2, August n. 145, 93–98
- [11] Mayr, G.; Schlaich, J.: The lightweight cable-net cooling tower at Schmehausen. In: Proceedings of the IASS-Congress Alma-Ata (UdSSR), 9/1977
- [12] Holgate, A.: The Art of Structural Engineering. Edition Axel Menges, 1997.
- [13] Otto, F.: Das hängende Dach: Gestalt und Struktur, Nachdruck der 1954 im Bauwelt Verlag erschienenen Ausgabe. Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt, 1990
- [14] Keil, A.; Zimmermann, M.: Passerelle sur Nanterre – spatial play of forces. Steel Construction 2 (2009) 2, 95–103
- [15] Schlaich, M.; Behnke, R.: Selbstverankerte Seilnetze – ein leichtes Dach in der Autostadt Wolfsburg. Bauingenieur 89 (2014) 6, 235–245
- [16] schlaich bergemann partner, 2015: moveab-

les. available online at <http://www.moveables.sbp.de/> (Zugriff am 2.11.2015)

- [17] Otto, F.: Wandelbare Dächer/Convertible Roofs. IL5, New York: Wittenborn and Company, 1972

Vorschläge für bewegliche Tragwerke von Frei Otto, aus [17]

BAUART/ CONSTRUCTION SYSTEM	ART DER BEWEGUNG/ TYPE OF MOVEMENT	BEWEGUNGSRICHTUNG/DIRECTION OF MOVEMENT			
		PARALLEL/PARALLEL	ZENTRAL/CENTRAL	ZIRKULÄR/CIRCULAR	PERIPHER/PERIPHERAL
MEMBRANEN, TRAGKONSTRUKTION FESTSTEHEND/ MEMBRANES, SUPPORTING STRUCTURE STATIONARY	RAFFEN/ BUNCHING				
	ROLLEN/ ROLLING				
MEMBRANEN, TRAGKONSTRUKTION BEWEGLICH/ MEMBRANES, SUPPORTING STRUCTURE MOVABLE	SCHIEBEN/ SLIDING				
	KLAPPEN/ FOLDING				
	DREHEN/ ROTATING				
STEIFE KONSTRUKTIONEN/ RIGID CONSTRUCTIONS	SCHIEBEN/ SLIDING				
	KLAPPEN/ FOLDING				
	DREHEN/ ROTATING				



Jürgen Schnell

Fashion Statement

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Professur für Stahlbeton und Spannbetonbau im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion an der TU Kaiserslautern

Wenn ich den Jubilar außerhalb seiner Sonderstellung in der deutschsprachigen Massivbau-Forschungslandschaft betrachte, dann bleiben auf meinem subjektiven Wahrnehmungsniveau zwei herausragende Merkmale, die ihn charakterisieren: Einerseits der vermutlich angloamerikanisch inspirierte extensive Drang zum Duzen. Ich werde ihn deshalb nachfolgend nur Manfred nennen. Und dann der Hang zur ziemlich hartnäckigen Verweigerung des Krawattentragens.

Aufgefordert, einen Beitrag der etwas anderen Art zu dieser Festschrift zu leisten, habe ich mich für das Krawattenthema entschieden. Ehrlich gesagt habe ich keinerlei Vorkenntnisse zur Sinnhaftigkeit dieses Kleidungs-Accessoires – woher auch. Aber ich habe Internet. Einschließlich Google. So kommt es, dass es in nachfolgendem Text von Plagiaten nur so wimmelt.

Also habe ich mehr und weniger Wissenswertes zusammenzutragen, um am Ende vielleicht sogar verstehen zu können, warum Krawatten Manfreds Ding nicht sind. Vielleicht.

Geschichte

Beginnen wir bei der Geschichte. Schon beim ersten chinesischen Kaiser (circa 200 v. Chr.) fanden sich Halsbinden als Grabbeilage und auch die Römer schützten ihren Hals durch Toga-Umwicklungen [2]. Sich Tücher, Schleifen oder Bänder um den Hals zu binden, hat also eine lange Tradition, nicht zuletzt beim Militär, wo solcher Zierrat nicht nur den Gegner beeindruckt, sondern zugleich den empfindlichen und verwundbaren Hals schützt.

Einer Legende nach stammt die Bezeichnung Krawatte vom französischen „la croate“ ab, weil

ein kroatisches Reiterregiment 1663 bei einer Parade mit seinen heutigen Schlipsen schon recht ähnlichen Halstüchern die Aufmerksamkeit des französischen Königs Louis XIV. erregte, der daraus sogleich eine Mode machte.

Nun war die Krawatte plötzlich nicht mehr Teil der militärischen Uniform, sondern modisches Accessoire der Alltagsbekleidung [3]. Sie veränderte sich. Neue Webformen und Stoffe kamen auf den Markt. Sie wurde zum individuellen Ausdruck von modischem Empfinden und Geschmack.

Im 18. Jahrhundert wurde die Krawatte zum Statussymbol. In der französischen Revolution trugen die Gegner rote und weiße Krawatten. In der Mode wurde die Krawatte zunehmend größer und extravaganter. Die Zeit der Incroyables, der besonders auffälligen Krawatten, brach an. Die Dandys traten auf den Plan. Der englische König George der Fünfte beschäftigte zeitweise einen Dandy allein damit, ständig neue Krawattenknoten zu erfinden. Endgültig war die Krawatte nur noch individuelles Accessoire, das nun sogar auch von emanzipierten Frauen getragen wurde. Doch mit der Industrialisierung im 19. Jahrhundert verschwand die Krawatte vorerst wieder aus dem Alltagsgebrauch. Das Tragen von Krawatten verlagerte sich jetzt mehr und mehr auf die Büroangestellten.

Erst Anfang des 20. Jahrhunderts entwickelte sich dann die jetzige Form der Krawatte, der Lang-

binder. Ein Amerikaner schnitt erstmalig die Krawatte diagonal zum Fadenlauf und setzte sie aus drei Teilen zusammen. In den folgenden Jahrzehnten trug man die Krawatte mal breit, mal schmal, mal groß gemustert, aber immer auch dezent unifarbener oder klassisch gestreift. Die Seidenkrawatte wurde in den 1970er und 1980er Jahren durch andere Gewebe ergänzt. Polyesterkrawatten, Baumwollkrawatten, Flanellkrawatten, Wollkrawatten, Lederkrawatten, Strickkrawatten und Häkelkrawatten – alles war jetzt möglich. In dieser Zeit avancierte die Krawatte aber auch zum Inbegriff für Spießigkeit.

Höchst unterschiedlich sind auch die Krawattenknoten. Während Deutsche fast ausschließlich den einfachen Four-in-hand-Krawattenknoten bevorzugen, sind z. B. im Vereinigten Königreich Windsor-Knoten am beliebtesten. Übrigens kann all jenen, die jeden Morgen verzweifelt vor dem Kleiderschrank stehen und die passende Krawatte zum Sakko suchen, um sie dann auf immer dieselbe Art zu binden, mit „85 Methoden eine Krawatte zu binden“ [1] geholfen werden. Zwei Physiker haben in diesem Buch das volle Potenzial der Schlipsknotenvarianten dokumentiert. Sie haben als Wissenschaftler aber auch die Gesetzmäßigkeit der Schlipsknoten gründlich erforscht und anhand beeindruckender Algorithmen analysiert. Hier findet der wissenschaftlich interessierte Leser wunderbar abschreckende Formeln zur maximal möglichen Anzahl, Symmetrie, Auflösbarkeit und Ausgewogenheit der Knoten.

*Der englische König
George der Fünfte
beschäftigte
zeitweise einen
Dandy allein damit,
ständig neue
Krawattenknoten
zu erfinden*

Gegenwart

Heute, im 21. Jahrhundert, entdecken einige die Krawatte wieder (denen hilft bestimmt die kostenlose App Krawatte bindet) – andere legen sie erst ab. Bisher galt: Laufen Ärzte ohne Kittel herum, Politiker ohne Krawatte, Geschäftsleute ohne Anzug, nimmt das den Berufen ihren Identifikation stiftenden Wiedererkennungswert. Aber jetzt ist alles im Fluss.

Während viele 1968er jetzt erst im Krawattenalter angekommen sind, versuchen andere, sich von Konventionen zu lösen

Während viele 1968er jetzt erst im Krawattenalter angekommen sind, der grüne Landesvater Winfried Kretschmann bekennder Krawatten-träger ist und Pep Guardiola nie ohne Krawatte an der Seitenlinie fuchtelt, versuchen andere, sich von Konventionen zu lösen.

Zwar macht der bundesdeutsche Außenminister Frank-Walter Steinmeier, der gern mal krawattenfrei in den Medien auftritt, laut Cicero [4] dabei den Eindruck, als hätte ihn eine Brandschutzübung zu früh aus der Ankleide getrieben. Aber Volkmar Denner, Chef des Traditionsunternehmens Bosch, sieht das völlig anders und hat sich kürzlich in der Frankfurter Allgemeinen mit folgenden Sätzen zitieren lassen [5]: „Ich möchte im Unternehmen eine Start-up-Kultur etablieren. Ich möchte, dass wir ständig etwas Neues wagen. Und das Hemd ohne Krawatte ist nun mal ein wichtiges Signal für diese andere Kultur. In der Hightech-Industrie trägt niemand Krawatte.“

Und auch Daimler-Chef Dieter Zetsche erschien bei der Mercedes-Jahreskonferenz 2016 oben ohne. Daraufhin kritisierte die sonst eher vorwärtsgewandte Süddeutsche Zeitung. „Zetsche hat überhaupt keinen Grund, sich demonstrativ Luft zu verschaffen. Es geht ihm wohl eher um New-Economy-Oberwasser-Symbolik [6]: ‚Wir sind hier alle schrecklich dynamisch und locker bis zum geht nicht mehr – und weil wir uns mit dem alten Statussymbol nicht mehr ständig in der Drehtür verheddern, auch viel produktiver als der Rest.‘“ Zu empfehlen sei dieser offene Look allerdings nicht: „Die Krawatte verleiht jeder Statur noch eine Spur Haltung. Steht der Kragen so leer und halb offen da, wirkt es unweigerlich so, als habe man die Kontrolle über seinen Aufzug verloren – schlecht für den Vorstandsvorsitzenden eines Milliardenkonzerns.“

Im Internet kommentiert ein Leser hierzu einigermaßen zutreffend [7]: „Der Mann ist Ingenieur. In solchen Kreisen ist man ohne slayer shirt und kurze Hosen schon gut angezogen.“ Ein professionelleres Urteil fällt dagegen Christoph Ploenes [8]: „Die Krawatte galt immer auch als Mittel, sich zu uniformieren. Wenn sie jetzt weggelassen wird, um sich zu positionieren, sehen diese Männer wieder so uniform aus, nur geben sie dabei zudem ein jämmerliches Bild ab.“ (Mag allerdings sein, dass sein Urteil auch deshalb so pointiert ausfällt, weil er selbst Hersteller von Krawatten ist.)

Aber selbst die ZEIT [9] meint: „Mode ist immer ein Statement der Gruppenzugehörigkeit. Aber warum will der Kreative durch den Schlips-Verzicht seine Nähe zu Taliban, iranischen Gottesstaatlern oder lateinamerikanischen Autokraten wie Hugo Chávez signalisieren? Die Krawatte ist kein nutzloses Angebinde. Es ist kein Zufall, dass die Weltmacht-Karriere der Chinesen erst begann, als sie den Mao-Look ab- und die Krawatte umlegten.“

Übrigens werden immerhin 15 Millionen Krawatten jährlich in Deutschland verkauft [10]. Mehr als die Hälfte davon wird in Krefeld produziert (deshalb der Wahlspruch „Krefeld bindet“).

An den Universitäten ist eine optische Rollenzuschreibung vor Jahrzehnten zusammen mit den muffigen Talaren verschwunden. Naturwissenschaftler tragen schon lange nur noch Jack-Wolfskin-Pfötchen-Outdoor-Mode. Ein wahrlich sinnstiftendes Outfit für das tägliche Abenteuer in der rauen Hochschullandschaft.

Persönlichkeit

Wie ist bei dieser Gemengelage Manfreds Mode-Attitüde zu werten? Schwierig – ganz schwierig.

Heimlicher Revoluzzer, high-tech-nah oder einfach keine Zeit zum Knotenbinden? Von allem ein bisschen?



Betonfliege

*(Foto: Benjamin Hörle |
© TU Kaiserslautern)*

Ich finde, auch ohne tiefgründige Analyse passt es irgendwie zu ihm: Unabhängig im Geist und deshalb ungebunden. Demokratisch gesinnt, philanthropisch.

Als Manfred an der TU Kaiserslautern die Ehrendoktorwürde entgegennahm, stellte er die Forderung des Marquis von Posa in Schillers Don Carlos „Geben Sie Gedankenfreiheit“ in den Mittelpunkt seiner Dankesrede. (Heute sagt man: „Think – it is not illegal yet“.) Diese Freiheitsliebe manifestiert sich eben auch im Outfit. „Ich trage keine Krawatten – und das ist gut so...“ – sozusagen.



Ausnahmen bestätigen die Regel

(Foto: Ulrich van Stipriaan)

Seinen alles überragenden Erfolg hat seine Krawattenverweigerung wohl nicht vermindert, obwohl folgende in [11] überlieferte Anekdote doch zu denken gibt:

Ein amerikanischer Autor stellte sich in New York auf einen Busbahnhof. Dort gab er sich als jemand aus, der kein Geld hat. Er bat Passanten, ihm den Fahrpreis für den Bus zu zahlen. Einmal unternahm er diesen Feldversuch ohne Krawatte. Ein anderes Mal band er sich eine Krawatte um. Stets trug er jedoch einen Anzug. Der Unterschied: mit Krawatte nahm er das Vierfache an Geld ein.

Da fragt man sich dann doch unvermeidlich: Welches Fördervolumen hätte das Forschungsprojekt C³ – Carbon Concrete Composite annehmen können, wenn Manfred Krawattenträger wäre?

Oder denkt er an den Führungskräftecoach Jens Schiermann, der zu Albert Einstein meint [12]: „Einstein hatte großes Glück bei der Wahl von Kleidung und Haarschopf: Mit Schlips und Scheitel wäre er nie zum Vorzeige-Genie des zwanzigsten Jahrhunderts geworden ...“ Ist es dieses Vorbild? Wohl kaum. Denn Manfreds Wesensart trachtet nicht nach übermäßigem Ruhm.

Also einfach eine Marotte, die irgendwie stimmig mit der Persönlichkeit ist. Niemals wird sie irgendjemanden stören. Und zum Sechzigsten wird er vielleicht eine seltene Ausnahme machen.

In jedem Fall ist er unter Bauingenieuren auch in dieser Disziplin Vorreiter, dem inzwischen viele nacheifern. Ich selbst habe mich auch schon bei der Nachahmung ertappt...

Publications

Books

- [1] Fink, T.; Mao, Y.: 85 Methoden, eine Krawatte zu binden, Piper Verlag, Amazon, gebraucht 0,54 Euro

Peer-Reviewed Publications

keine

Other Publications

- [2] Wikipediaeintrag zum Thema Krawatte: <https://de.wikipedia.org/wiki/Krawatte>
- [3] <http://www.krawatten-viadimoda.de/Die-juengere-Geschichte-der-Krawatte.html> – gefunden auf der Homepage der Firma Dothof GmbH, Bremen
- [4] Katrin Wilkens: Strategischer Stofflappen. Cicero – Magazin für politische Kultur, 6.8.2013 – online: www.cicero.de/stil/die-krawatte-strategischer-stofflappen/55278
- [5] Maximilian Weingartner: Geständnisse eines Krawattenträgers. Erschienen im F.A.Z. Magazin, Faz.net, 10.1.2016 – online unter: http://www.faz.net/aktuell/stil/mode-design/der-niedergang-der-krawatte-und-ihre-gruende-13961387-p3.html?printPagedArticle=true#pageIndex_3
- [6] Silke Wichert: Chef der Locker AG. In: Vorgeknöpft: die Modekolumne, 11.2.2016, gefunden im Magazin der Süddeutschen Zeitung – online unter: <http://sz-magazin.sueddeutsche.de/texte/anzeigen/44205/>
- [7] Peter Neubert auf facebook: https://m.facebook.com/szmagazin/posts/10153931431513633?comment_tracking={%22tn%3A%22%22}, übernommen mit allen orthografischen Schwächen – der Mann ist sicher kein Germanist [Anm. d. Red.]
- [8] Tim Dörpmund: Besser ohne Binder? Lt. [http://www.textilwirtschaft.de/suche/show.php?src=40&ids\[\]=331579&a=5](http://www.textilwirtschaft.de/suche/show.php?src=40&ids[]=331579&a=5) erschienen in TextilWirtschaft 40 vom 01.10.2015 Seite 66,67
- [9] Josef Joffe: Schlips ist Schicksal – Der krawattenlose Mann ist der Untergang des Abendlandes. 8.9.2011 – DIE ZEIT Nr. 37/2011 – <http://www.zeit.de/2011/37/P-Zeitgeist>
- [10] [https://www.krefeld.de/C1257478002C7A8D/files/broschuere_krefeld_in_mode.pdf/\\$file/broschuere_krefeld_in_mode.pdf?OpenElement](https://www.krefeld.de/C1257478002C7A8D/files/broschuere_krefeld_in_mode.pdf/$file/broschuere_krefeld_in_mode.pdf?OpenElement)
- [11] Ralf Höller: Smalltalk mit Schlips: Alles über Krawatten. Nachzulesen unter <http://www.experto.de/kommunikation/smalltalk/smalltalk-mit-schlips-alles-ueber-krawatten.html>
- [12] http://aphorismen-archiv.de/index_z.php?id=140547

Alle Internetquellen wurden am 20.6.2016 geprüft.



Mario Smarslik, Christoph Kämper, Patrick Forman, Tobias Stallmann, Peter Mark und Jürgen Schnell

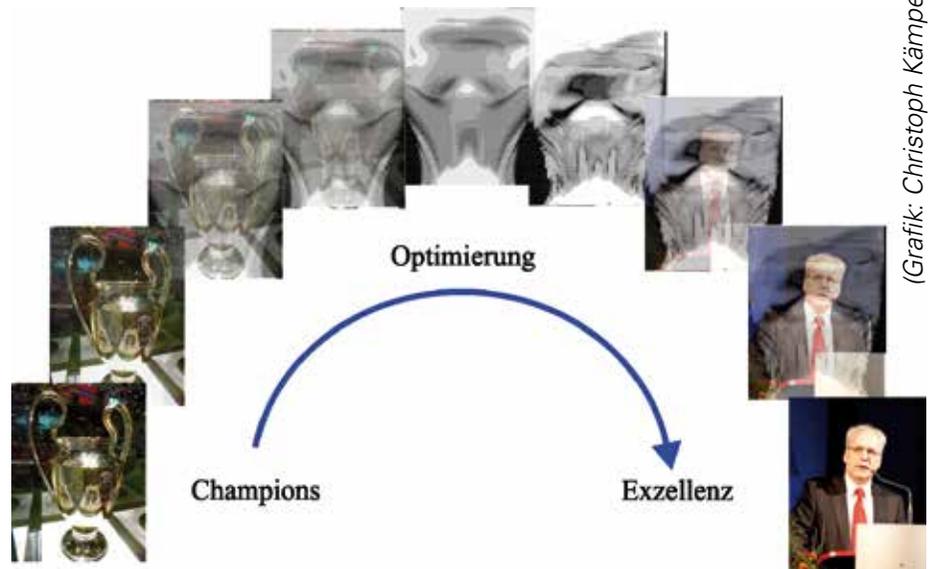
Topologische Optimierung von Betonstrukturen

Autorenteam von den Universitäten Bochum und Kaiserslautern:*

*Dipl.-Ing. Mario Smarslik
Christoph Kämper, M. Sc.
Dipl.-Ing. Patrick Forman
Dipl.-Ing. Tobias Stallmann*
Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell**

Dieser Beitrag wurde angeregt durch Arbeiten, die ohne das DFG-Schwerpunktprogramm 1542 „Leicht Bauen mit Beton“ nicht entstanden wären. *Leicht Bauen* und *form follows force* sind Leitthemen, die Manfred Curbach für den Massivbau in Deutschland nachhaltig gesetzt hat. Das von ihm initiierte Schwerpunktprogramm ist nur ein Beleg dafür, dass er über seine Universität in Dresden hinaus entscheidende Impulse gibt und erkennbar selbstlos Freude daraus zieht, auch Fachkollegen und junge Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler

von seinen vielen motivierenden Ideen und Initiativen profitieren zu lassen. Die Autoren dieses Beitrages gratulieren dem Jubilar in Dankbarkeit.



(Grafik: Christoph Kämper)

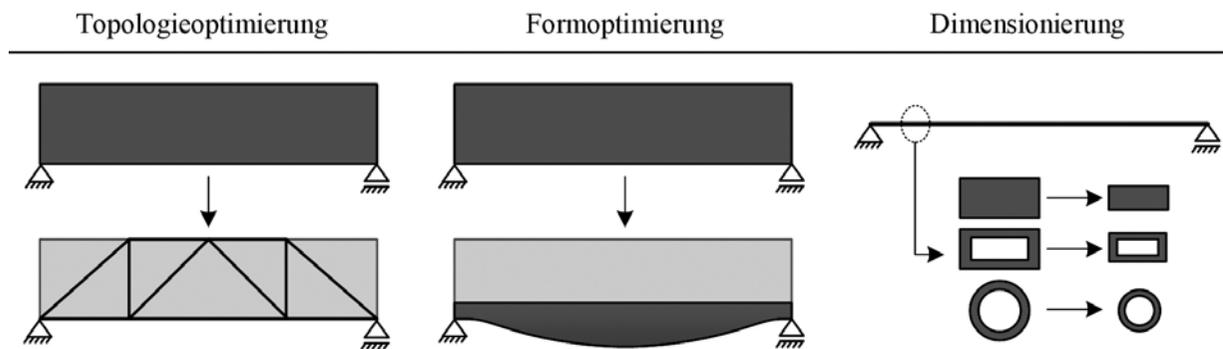


Bild 1
Teilgebiete der
Strukturoptimierung
(Grafik: Patrick Forman)

1 Motivation

In nahezu allen Ingenieurdisziplinen ist es die Aufgabe des Planers, grundlegende wissenschaftliche Erkenntnisse und den geltenden Stand der Technik so anzuwenden, dass am Ende eines jeden Entwicklungsprozesses eine möglichst praktikable und wirtschaftlich sowie technisch sinnvolle Lösung steht. Der planende Ingenieur versucht, unter den ihm vorgegebenen Randbedingungen die optimale Konstruktion zu entwerfen. Um diese Lösung, welche als Optimum bezeichnet werden kann, zu erreichen, bedarf es in den meisten Fällen eines iterativen Prozesses sowie einer Mischung aus Erfahrung und Intuition. Der Ingenieur kann dabei auf eine Fülle von Entwicklungswerkzeugen zurückgreifen, die ihn bei der Lösungsfindung unterstützen. Allgemeine Optimierungsmethoden – für die technische Anwendung insbesondere die Strukturoptimierung – können dabei eines der mächtigsten und umfangreichsten Hilfsmittel darstellen [1], [2]. Die Strukturoptimierung

ermöglicht dabei eine Optimierung der inneren und äußeren Struktur eines Bauteils und lässt sich daher in drei große Teilgebiete unterteilen. Die Topologieoptimierung wird dazu genutzt, eine optimale Materialverteilung innerhalb eines vorgegebenen Entwurfsraumes zu finden, die Formoptimierung, um die äußere Gestalt des Bauteils zu verfeinern, und die Dimensionierung, um durch Topologie- und Formoptimierung entstandene Strukturen hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit durch eine geeignete Querschnittswahl bestmöglich auszunutzen.

Jedes dieser Teilgebiete kann separat zur Verbesserung eines Entwurfs angewendet werden. Am wirkungsvollsten jedoch ist eine konsekutive Anwendung aller drei Methoden. Die Autoren möchten sich im Rahmen dieser Veröffentlichung aufgrund des Umfangs jedoch ausschließlich auf die Methode der Topologieoptimierung beschränken, und zwar konkret in ihrer Nutzung für frei form- und bewehrbar Betonkonstruktionen.

2 Bedeutung der Topologieoptimierung im Bauwesen

Auch wenn die theoretischen Betrachtungen der Topologieoptimierung mit Fokus auf einer effektiven Methodik in den vergangenen Jahren und Jahrzehnten beachtliche Fortschritte hervorgebracht haben und deren Anwendung in unterschiedlichen Industriezweigen bereits als gängiges digitales Entwicklungstool akzeptiert ist [1], so ist ihr Potenzial im Bauingenieurwesen weitgehend ungenutzt. Dabei kann die Topologieoptimierung gleich in mehreren Planungsphasen entscheidend zur Verbesserung des Tragverhaltens eingesetzt werden.

Insbesondere während der Vorplanung und des Entwurfs ist es möglich, globale Tragsysteme zu identifizieren, welche einen hinsichtlich des Materialeinsatzes verbesserten Lastabtrag ermöglichen (s. Abschn. 3.2). Die so entstehenden Tragsysteme zeichnen sich in erster Linie durch ihre am Kraftfluss orientierte Gestalt aus. Die effizientere Nutzung von Baumaterialien hat dabei nicht nur einen direkten positiven Nutzen – geringere Menge der verwendeten Materialien und somit auch damit verbundene geringere Kosten –, sondern wirkt sich auch indirekt positiv auf die Bauzeit und Nachhaltigkeit eines Projektes aus. Geringeres Bauteilgewicht führt zu einer Reduktion des Energiebedarfs für Herstellung und Transport und ermöglicht gleichzeitig eine bessere Handhabung beim Einbau.

Neben der globalen Anwendung kann auch auf Bauteilebene, also bei lokalen Betrachtungen, ein verbessertes Bauteilverhalten erzielt werden. Hier steht im Stahlbetonbau die gezielte Ausnutzung der spezifischen Materialeigenschaften von Beton und Stahl im Fokus. Vor allem bei der Betrachtung von Diskontinuitätsbereichen wird dem planenden Ingenieur ein hohes Maß an Erfahrung und ein gewisses Gefühl für den inneren Kraftfluss abverlangt, um geeignete Fachwerke zu eruiieren und diese in effiziente und gleichzeitig praktikable Bewehrungskonzepte zu überführen. Eine Topologiefindung kann hier die Arbeit deutlich erleichtern (s. Abschn. 3.3).

3 Grundlagen der Topologieoptimierung

3.1 Einführung

Mit Hilfe der Topologieoptimierung können Lage und Anordnung von Strukturelementen innerhalb eines vorgegebenen Entwurfsraumes Ω bestimmt werden, um das Bauteilverhalten gewünscht zu beeinflussen. Aufgrund der Möglichkeit, Material frei innerhalb dieses Entwurfsraumes zu verteilen, kommt die Topologieoptimierung erfahrungsgemäß in einem frühen Stadium des Entwurfsprozesses zur Anwendung.

Als Ursprung gelten die grundlegenden Untersuchungen von Michell, der die Anordnung von Stäben im Sinne des Abtrages von Zug- und Druckkräften

untersuchte und die sogenannten Michell-Strukturen hervorbrachte [3]. Im weiteren Verlauf befassten sich eine Reihe von Wissenschaftlern mit der analytischen [4] sowie mit der auf einer diskreten Grundstruktur basierenden [5], [6] Optimierung von Stabwerken.

Erst mit Einführung der Homogenisierungsmethode durch Bendsøe und Kikuchi im Jahr 1988 [7] gelang die Übertragung auf Kontinuumselemente. Dieser Übergang sowie die stetige Weiterentwicklung von Computern und die damit einhergehenden höheren Rechenleistungen legten den Grundstein für eine neue Popularität der Topologieoptimierung. Seither entwickelte sich die Methode in viele unterschiedliche Richtungen, welche den Rahmen dieser Veröffentlichung sprengen würden. Dem Leser wird zwecks Übersicht die Literatur von Bendsøe/Sigmund [8], Sigmund/Maute [9] und Rozvany [10], [11] empfohlen.

Der aktuell wohl am weitesten verbreitete Optimierungsansatz [10] basiert auf der SIMP-Methode [11], [12], [13]. Die Bezeichnung SIMP steht dabei für *Solid Isotropic Material with Penaltization*. Es handelt sich hierbei um einen auf der Finiten-Elemente-Methode basierenden Ansatz. Eine grundlegende Annahme bei der Anwendung ist, dass den Berechnungen linear-elastische, isotrope Materialeigenschaften im Entwurfsraum Ω zugrunde gelegt werden.

Um den inneren Kraftfluss sinnvoll einzustellen, eignet sich als Zielfunktion die Minimierung der

mittleren Nachgiebigkeit c , also die Maximierung der Steifigkeit. Die globale mittlere Nachgiebigkeit c entspricht dabei der doppelten äußeren Arbeit und gemäß dem Energieerhaltungssatz auch der doppelten inneren Arbeit [2]:

$$\delta W_{\text{int}} = \int_{\Omega} \boldsymbol{\sigma}^T \delta \boldsymbol{\varepsilon} \, d\Omega$$

$$\delta W_{\text{ext}} = \int_{\Gamma} \mathbf{t}^T \delta \mathbf{u} \, dA + \int_{\Omega} \mathbf{f}^T \delta \mathbf{u} \, d\Omega$$

$$\delta \mathbf{u} = 0 \text{ auf } \Gamma_u$$

$$c = \int_{\Omega} \boldsymbol{\sigma}^T \delta \boldsymbol{\varepsilon} \, d\Omega = \sum_{i=1}^n \mathbf{u}_i^T \cdot \mathbf{K}_i \cdot \mathbf{u}_i = \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}$$

Als Restriktion wird häufig die Reduktion des zur Verfügung stehenden Materials auf einen vorgegebenen Wert definiert. Entwurfsvariable bei diesem Optimierungsproblem ist dabei eine sogenannte Pseudodichte ρ mit $0 < \rho \leq 1$. Jedes Element i im Entwurfsraum hat seine eigene Pseudodichte ρ_i , was im Vergleich zu anderen mathematischen Optimierungsproblemen zu einer sehr hohen Anzahl an Entwurfsvariablen führt. Im Ausgangszustand besitzen alle Elemente die gleiche oder eine frei gewählte Pseudodichte. Aufgabe der Optimierung ist nun die Umverteilung des zur Verfügung stehenden Materials unter Berücksichtigung der Zielfunktion (Minimierung der Nachgiebigkeit) und der

Restriktionen (Materialreduktion). Es handelt sich dabei um einen iterativen Prozess mit dem Ziel, das Material so zu verteilen, dass möglichst ausschließlich Elemente mit den Pseudodichten 1 oder 0 verbleiben. Dabei entspricht $\rho_i = 1$ einem Element mit Material, $\rho_i = 0$ einem Element ohne Material. Auf diese Weise ergeben sich fachwerk- oder bogenartige Strukturen, welche den Kraftfluss innerhalb des gewählten Entwurfsraumes visualisieren und somit eine optimale Materialverteilung andeuten. Ein Beispiel hierfür zeigt Bild 2.

Das Optimierungsproblem stellt sich mathematisch wie folgt dar [12]:

$$\begin{aligned} \rho^{\min}: c(\rho_i) &= \mathbf{u}^T \cdot \mathbf{K} \cdot \mathbf{u} \\ &= \sum_{i=1}^n E_i(\rho_i) \cdot \mathbf{u}_i^T \cdot \mathbf{K}_{i,0} \cdot \mathbf{u}_i \quad \} \text{ Zielfunktion} \end{aligned}$$

$$\text{mit: } \left. \begin{aligned} \frac{V(\rho)}{V_0} &= \varpi \\ \mathbf{K}(\rho) \cdot \mathbf{u} &= \mathbf{f} \\ 0 < \rho_i &\leq 1 \end{aligned} \right\} \text{ Restriktionen}$$

mit:

- c mittlere Nachgiebigkeit
- ρ_i Entwurfsvariable (Pseudodichte)
- \mathbf{u} globaler Verschiebungsvektor
- \mathbf{u}_i Elementverschiebungsvektor
- \mathbf{K} Systemsteifigkeitsmatrix

- $\mathbf{K}_{i,0}$ Elementsteifigkeitsmatrix für $E_i = 1$
- E_i Element-E-Modul
- n Anzahl der Elemente i
- $V(\rho_i)$ Materialvolumen im Iterationsschritt
- V Materialvolumen Entwurfsraum
- ϖ Reduktionsfaktor Material
- \mathbf{f} globaler Kraftvektor

Der E-Modul E_i eines Elements wird bestimmt durch die Größe der Entwurfsvariablen ρ_i :

$$E_i(\rho_i) = E_{\min} + \rho_i^\eta \cdot (E_0 - E_{\min})$$

Hierbei bezeichnet E_0 den E-Modul des verwendeten Materials, E_{\min} einen numerisch motivierten Wert ($\sim 10^{-6}$) zur Vermeidung von Singularitäten und η einen Strafparameter (*Penalization*). Mit jedem Iterationsschritt des Optimierungsalgorithmus werden die Materialdichten umverteilt (Bild 2). Der Straffaktor η im Exponenten dient dazu, die einzelnen Elemente schneller in Richtung eines 0-1-Designs zu führen und schwer interpretierbare Zwischenwerte (Gradierungen) zu vermeiden. Bewährt hat sich $\eta = 3$ [12], [13].

Als Optimierungsalgorithmus wird in den meisten Fällen die sogenannte *Optimality Criteria Method* (OC-Methode) [12] oder die *Method of Moving Asymptotes* (MMA-Methode) [14], [15] genutzt. Beide Algorithmen sind den Verfahren erster Ordnung zuzuordnen und benötigen die 1. Ableitung der Zielfunktion und der Restriktionen nach den

Entwurfsvariablen, um die Umverteilung des Materials zu steuern. Diese Ableitungen der Zielfunktion und der Restriktionen entsprechen den Sensitivitäten [12]:

$$\frac{\partial c}{\partial \rho_i} = -\eta \cdot \rho_i^{\eta-1} \cdot (E_0 - E_{\min}) \cdot u_i^T \cdot k_0 \cdot u_i \quad ; \quad \frac{\partial V}{\partial \rho_i} = 1$$

Um dem Algorithmus die nötige numerische Stabilität zu geben und fehlerhafte Lösungen, wie z. B. *Checkerboard*-Muster, zu vermeiden, ist oft die Verwendung von Filtern notwendig, worauf hier nicht näher eingegangen wird. Für eine detaillierte Beschreibung möglicher Filtermethoden siehe [12], [16], [17]. Zu beachten ist, dass die Optimierung in der Regel für einen einzelnen dominanten Lastfall erfolgt. Multiple Lastfälle oder Unschärfen können durch Superposition der Einzellastfälle oder stochastische Verfahren berücksichtigt werden und haben i. d. R. zusätzliche bzw. verstärkte Tragelemente zur Folge.

3.2 Globale Formfindung

Die Möglichkeiten einer globalen Formfindung lassen sich günstig am Beispiel des Brückenbaus demonstrieren. Als klassisches Teilgebiet des Ingenieurbaus zeichnet sich besonders der Brückenbau durch den Leitsatz *form follows function* aus. Von daher steht die Funktionalität des Bauwerks im Vordergrund, nämlich die Überwindungen von natürlichen oder künstlich erschaffenen Hinder-

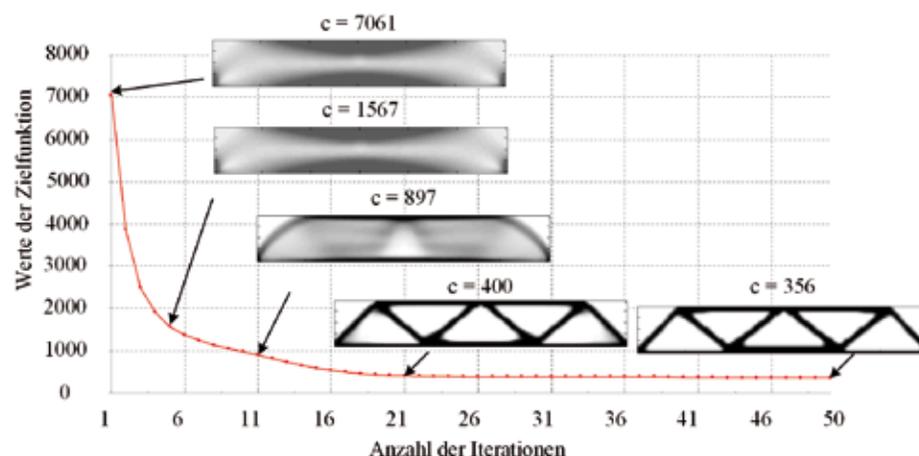


Bild 2
Konvergenz der Zielfunktion
(Grafik: Mario Smarslik)

nissen unter vorgegebenen Randbedingungen. Zu Letzteren zählen im Wesentlichen geometrische und statische Randbedingungen, wie zum Beispiel die mögliche oder gewünschte Anordnung der Lager, freizuhalten Lichtraumprofile oder eine Limitierung der Überbauhöhe. Bild 3 zeigt dazu zwei Beispiele von Pylonen, die im Wesentlichen einer Hauptlastrichtung ausgesetzt sind. Bild 4 greift typische Längssysteme von Brücken unter der vertikalen Leiteinwirkung auf.

Bei den Pylonen in Bild 3 wird als immaterieller Bereich das freizuhalten Lichtraumprofil für die Fahrbahn definiert.

Bei der Betrachtung der Brückenlängssysteme in Bild 4 wird ein Lichtraumprofil unterhalb der Brücke als immaterieller Bereich und die Fahrbahn selbst

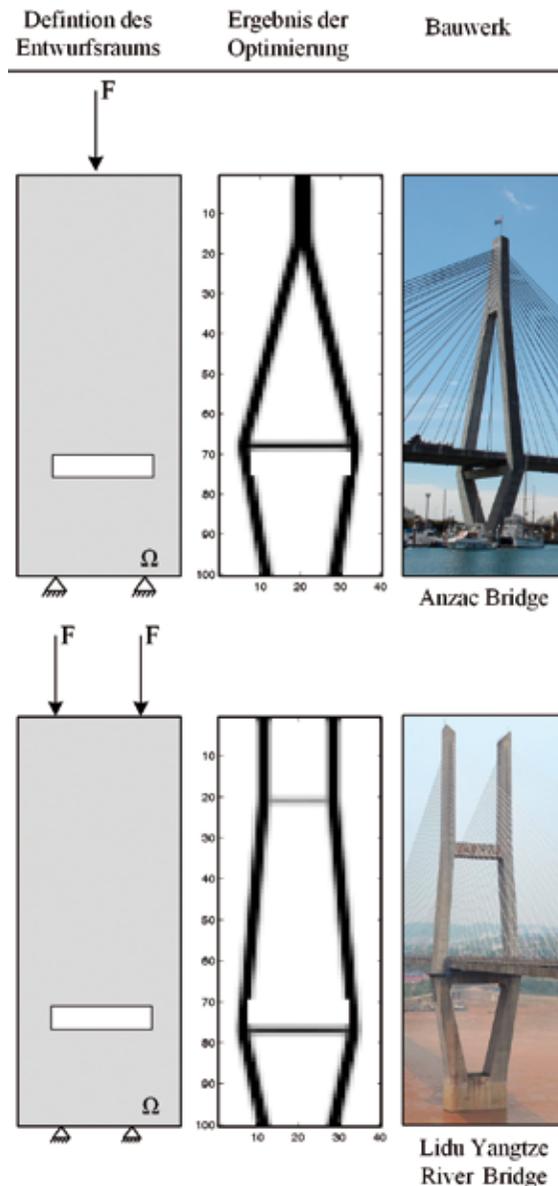


Bild 3
 Globale Formfindung
 bei Pylonen
 (Grafik: Mario Smarslik,
 Foto Anzac Bridge: [18],
 Foto Lidu Yangtse River
 Bridge: [19])

als fester materieller Bereich über die gesamte Entwurfsraumbreite angenommen. Diesen Definitionen folgend ist es nun das Ziel, ein Tragsystem mit möglichst hoher Steifigkeit zu finden und dabei das zu verwendende Material auf hier vorgewählte 20 % des ursprünglichen Entwurfsraumes zu begrenzen. Es ergeben sich bekannte Tragsysteme, welche an bestehende Bauwerke erinnern, und es wird deutlich, dass Ingenieure intuitiv zu Brücken- und Pfeilerkonstruktionen gelangt sind, welche den mathematisch belegbar optimalen Strukturen ähneln.

3.3 Bewehrungsführung und innerer Kraftfluss

Auf lokaler Ebene hat sich bei der Behandlung von Diskontinuitätsbereichen die Anwendung von Fachwerkmodellen etabliert [18]. Dabei stellt die Ableitung eines geeigneten Fachwerkmodells die eigentliche Herausforderung dar, bei welcher die Topologieoptimierung als sinnvolles Hilfsmittel eingesetzt werden kann, nachfolgend anhand eines bekannten Beispiels, eines Auflagerpunkts eines ausgeklinkten Trägers, verdeutlicht. Wie bei der globalen Betrachtung werden der Entwurfsraum Ω diskretisiert und Auflagerbedingungen und Belastung definiert, Bild 5. Ziel ist auch hier die Maximierung der Steifigkeit unter Berücksichtigung einer 80%igen Volumenreduktion. Gut zu erkennen ist im Ergebnis die klare Ausbildung von Zug- und Druckstreben in den Spannungsanalysen des ver-

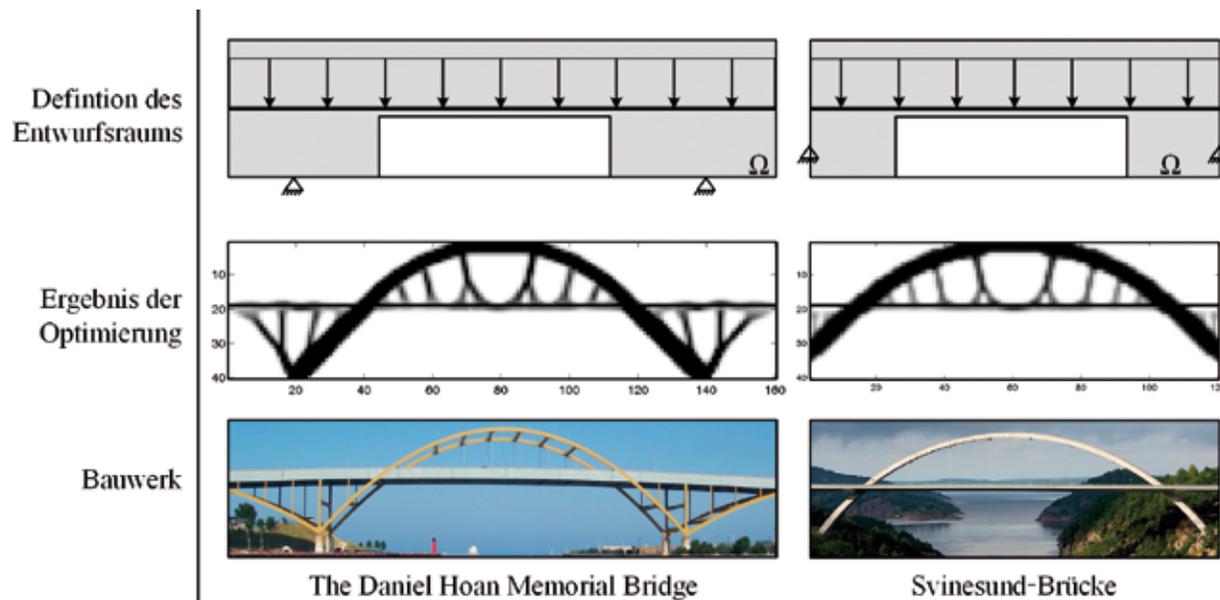


Bild 4
Globale Formfindung
für Brückentragwerke
(Grafik: Mario Smarslik,
Fotos: Daniel Hoan
Memorial Bridge: [20],
Svinesund-Brücke: [21])

teilten Materials, welche sich direkt in ein Fachwerkmodell bzw. ein passendes Bewehrungskonzept überführen lassen.

3.4 Kombination von Einzellastfällen

Bei der bisherigen Formulierung des Optimierungsziels wird stets ein einziger Lastfall betrachtet, in dem alle Einwirkungen zusammengefasst werden. Als Zielfunktion $f(x)$ wird dabei die mittlere Nachgiebigkeit c bei gleichzeitiger Wirkung aller Lasten minimiert. Die Pseudodichteverteilung ergibt sich somit für einen speziellen Lastfall. Bei üblicher Situation mehrerer maßgebender Lastfallkombinationen

bietet es sich jedoch an, mehrere Lastfälle zu berücksichtigen, die entweder gleichzeitig oder einzeln wirken können. Dafür sind mehrere Zielfunktionen zu bestimmen, sodass daraus eine Mehrzieloptimierung mit Zielfunktionen $f_1, f_2 \dots f_n$ entsteht [2]. Zur Lösung mehrzieliger Aufgaben wird eine globale Zielfunktion $f(x)$ als Summe aller gewichteter Einzell Zielfunktionen $f_k(x)$ definiert mit:

$$f(\mathbf{x}) = \sum_{k=1}^n w_k \cdot f_k(\mathbf{x})$$

Jeder einzelnen Zielfunktion f_k wird in Abhängigkeit der Anzahl an Lastfällen n ein eigener Wichtigkeitsfaktor w_k zugewiesen, sodass Zielfunktionen,

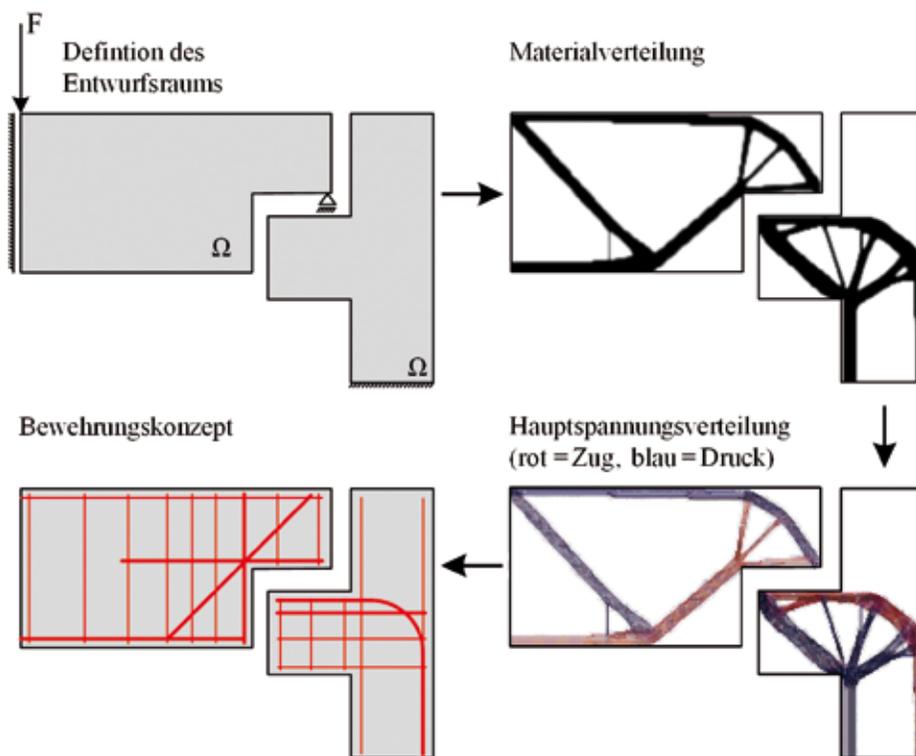


Bild 5
Bewehrungskonzeption
eines Auflagerpunktes
(Grafik: Mario Smarslik)

die einen höheren Anteil an der Summe der globalen Zielfunktion besitzen sollen, entsprechend differenziert bewertet sind. Somit wird eine gewichtete Summe der doppelten inneren Arbeit δW_{int} bzw. der mittleren Nachgiebigkeit c_k der Einzellastfälle minimiert [8]:

$$c = \sum_{k=1}^n w_k \cdot \mathbf{u}_k^T \cdot \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}_k = \sum_{k=1}^n w_k \cdot c_k$$

Bild 6 zeigt die sich unterschiedlich ausbildenden Materialverteilungen exemplarisch an zwei verschiedenen statischen Systemen, belastet durch je zwei Einzellasten, die in Form eines gemeinsamen Lastfalls (mittig) und in zwei separaten Lastfällen (rechts) mit gleichen Wichtungsfaktoren $w_1 = w_2 = 1$ definiert sind. Auf diese Weise entstehen robuste Systeme, also solche mit einer gewissen Unempfindlichkeit gegen vorhandene Unschärfen. Während im ersten Fall beide Kräfte wirken müssen – nur dann ist das erzielte System stabil – können im zweiten Fall auch beide Kräfte separat voneinander und mit unterschiedlichen Faktoren einwirken.

4 Optimierung mit spannungsabhängigen Wichtungsfaktoren

Für baupraktische Belange ist oft eine Erweiterung der Formfindung sinnvoll, in welcher eine Unterscheidung zwischen Zug- und Druckspannungen möglich ist, um die beiden im Bauwesen vorwiegend verwendeten Baustoffe Stahl und Beton adäquat berücksichtigen zu können. Ziel ist die Ermittlung von Strukturen, die vorwiegend aus druckbeanspruchten bzw. zugbeanspruchten Elementen bestehen. So kann schon während der Entwurfsphase ein materialgesteuert optimiertes Tragwerk gefunden werden. Soll ein Betonbauwerk erstellt werden, sind druckdominante Tragwerke vorzuziehen, bei zugdominanten Tragwerken der Stahl.

Der ursprüngliche Ansatz der Optimierung [12], [13] kann hierfür wie folgt modifiziert werden.

Während eines jeden Iterationsschrittes wird im Rahmen einer Spannungsanalyse der Scheibenelemente die in einem Element dominante Hauptspannung bestimmt:

$$\sigma_i = D_i \cdot (B \cdot u_i)$$

mit:

$$D_i = \frac{E_i}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{pmatrix}$$

$$B = \frac{1}{2 \cdot L} \begin{pmatrix} -1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & -1 & 0 & 1 & 0 & 1 \\ -1 & -1 & -1 & 1 & 1 & 1 & 1 & -1 \end{pmatrix}$$

Aus den so ermittelten Spannungen werden die Hauptspannungen auf bekannte Weise ermittelt:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Ist die dominante Hauptspannung eine Druckspannung ($\text{sgn}(\sigma_i) = -1$), bietet sich eine Nutzung von Beton an, bei einer dominanten Hauptzugspannung ($\text{sgn}(\sigma_i) = 1$) Stahl. Um den Algorithmus

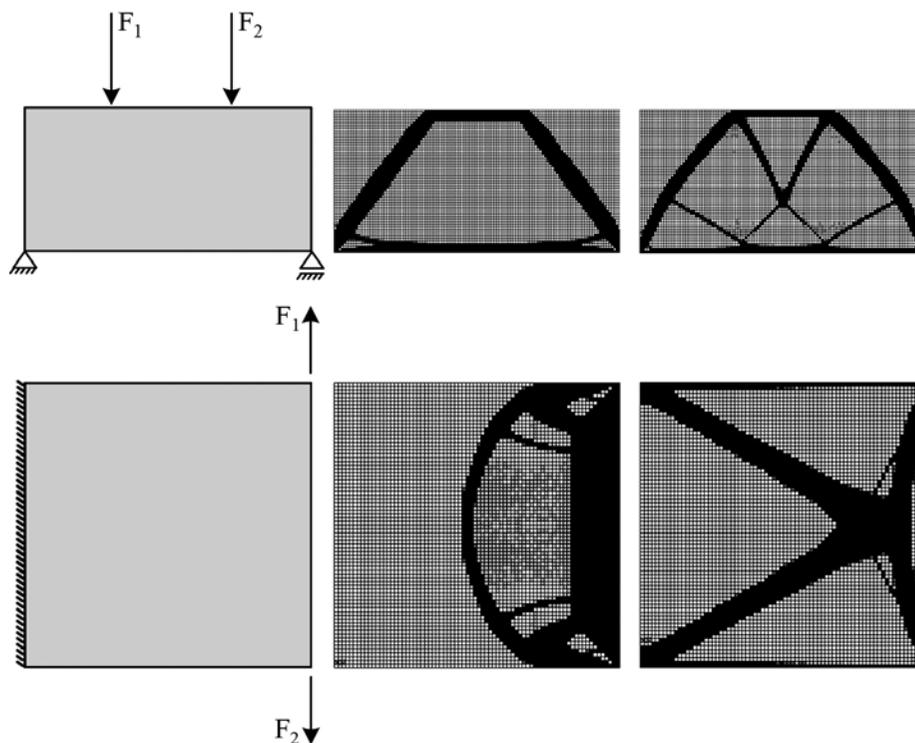
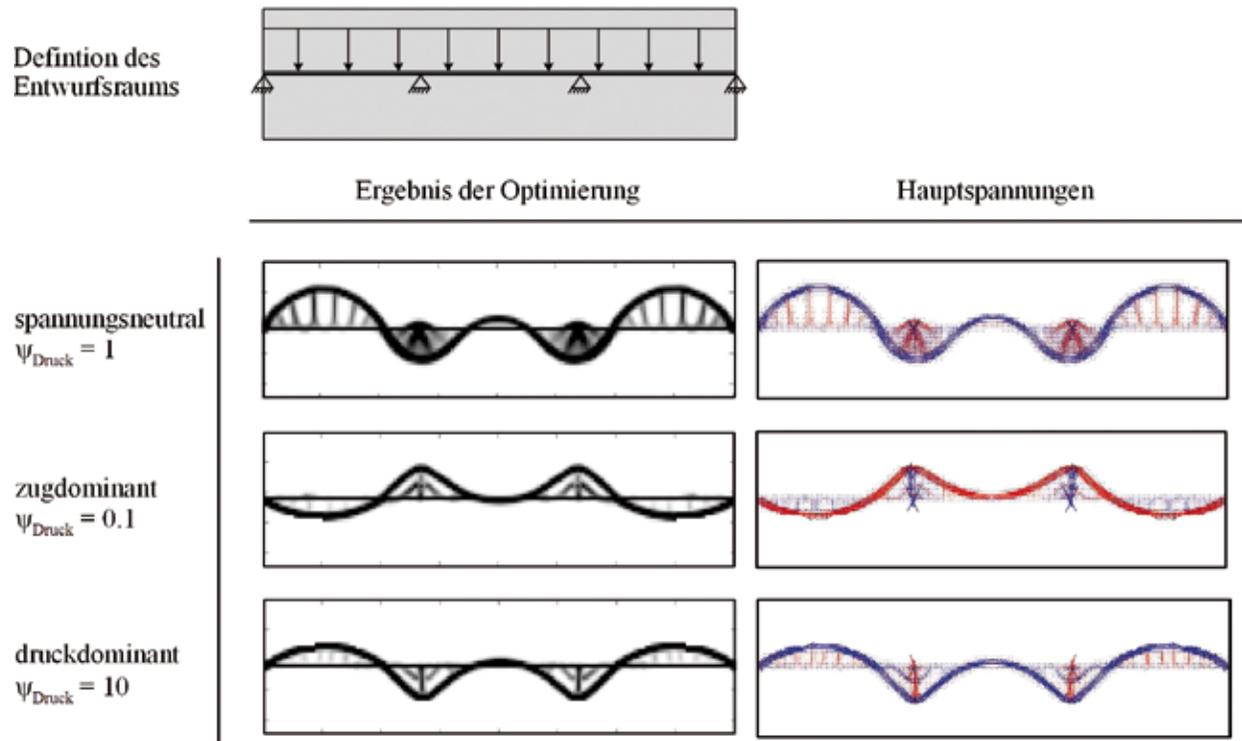


Bild 6
Lastfallabhängige
Topologieoptimierung
an zwei scheibenartigen
Systemen; links:
Systeme, Mitte: gleich-
zeitige Lastwirkung $F_1 + F_2$,
rechts: gemeinsame
oder einzelne Lastwir-
kung von F_1 bzw. F_2
(Grafik: Patrick Forman)

entsprechend zu lenken, wird ein Wichtungsfaktor ψ eingeführt. Dieser beschreibt das Verhältnis der Sensitivitäten von druck- zu zugdominanten Elementen und wird vom Anwender bestimmt. Dabei bietet es sich an, den Faktor für entweder druck- oder zugdominierte Elemente zu $\psi = 1$ zu setzen und nur die Sensitivitäten der anderen Elemente zu variieren (hier $\psi_{\text{Zug}} = 1$). Andere Konfigurationen sind jedoch ebenso denkbar. Je größer beziehungsweise kleiner dann ψ_{Druck} und damit das Verhältnis der Sensitivitäten zueinander gewählt wird, desto

Bild 7
 Spannungsabhängige
 Formfindung
 (Grafik: Mario Smarslik)



stärker steuert der Algorithmus in Richtung eines druck- oder zugorientierten Tragsystems:

$\psi_{\text{Druck}} = 1$ spannungsneutral,
 $\psi_{\text{Druck}} < 1$ zugdominant,
 $\psi_{\text{Druck}} > 1$ druckdominant
 für alle $i = 1$ bis n Elemente.

ten mit einer dominanten Hauptdruckspannung mit dem Faktor $\psi_i > 1$ multipliziert und somit die Relevanz dieses Elements für die Gesamtstruktur künstlich gesteigert. Soll eine zugdominante Struktur entstehen, gilt dies entsprechend invers, also durch eine Faktorisierung mit $\psi_i < 1$.

Über ψ lassen sich nun Sensitivitäten einzelner Elemente beeinflussen. So werden für eine druckdominante Struktur die Sensitivitäten von Elemen-

$$\max(|\sigma_{1,i}|; |\sigma_{2,i}|) \begin{cases} \text{wenn } |\sigma_{1,i}| > |\sigma_{2,i}| \Rightarrow \text{sgn}(\sigma_{1,i}) & \begin{cases} -1 \Rightarrow \psi_i \neq 1 \\ 1 \Rightarrow \psi_i = 1 \end{cases} \\ \text{wenn } |\sigma_{1,i}| < |\sigma_{2,i}| \Rightarrow \text{sgn}(\sigma_{2,i}) & \begin{cases} -1 \Rightarrow \psi_i \neq 1 \\ 1 \Rightarrow \psi_i = 1 \end{cases} \end{cases}$$

$$\left(\frac{\partial c}{\partial \rho_i} \right)_{\text{mod}} = -\psi_i \cdot \eta \cdot \rho_i^{\eta-1} (E_0 - E_{\min}) \cdot u_i^T \cdot k_0 \cdot u_i$$

Das Verfahren ermöglicht es, den Entwurf gezielt in Richtung der zu verwendenden Baustoffe zu steuern. Das folgende Beispiel eines Dreifeldträgers verdeutlicht, wie sich dies unter Variation des Wichtungsfaktors ausprägt, Bild 7.

Während die als zugdominant gefundene Struktur als Hängebrücke interpretiert werden kann, handelt es sich bei der spannungsneutralen und der druckdominanten Struktur um Tragsysteme, die noch nicht unmittelbar an reale Bauwerke erinnern. Sie lassen sich eher mit Designstudien vergleichen. Das Ziel der Optimierung, mit limitiertem Materialeinsatz ein möglichst unnachgiebiges Tragwerk zu erschaffen und damit dem inneren Kraftfluss Rechnung zu tragen, ist ein Prinzip, das aus der Natur wohlbekannt ist. Da Entwürfe und Designstudien sich oftmals an natürlichen Formgebungen orientieren, kann die Topologieoptimierung neben ihren rein praktischen Anwendungsmöglichkeiten auch genutzt werden, um optisch ansprechende Konstruktionen hervorzubringen.

5 Optimierte Kollektormodule aus Hochleistungsbeton für Parabolrinnen solarthermischer Kraftwerke

5.1 Stand der Technik und alternative Tragstrukturen

Herkömmliche Tragstrukturen für kommerziell bereits etablierte Kollektormodule von Parabolrinnen bestehen heutzutage zumeist aus einer Kombination von ebenen (Quersystem) bzw. räumlichen (Längssystem) Fachwerkstrukturen aus Stahl, Bild 8. Dabei werden einzelne parabolisch gekrümmte Reflektorelemente punktuell gestützt und unterliegen hohen Anforderungen an die Formtreue, sodass die reflektierten Solarstrahlen im Brennpunkt bzw. auf ein in der Brennpunkt befindliches Absorberrohr fokussiert werden. Eine hohe Steifigkeit ist somit nicht nur für die Reflektorelemente, sondern auch für die Struktur zu gewährleisten, da größere Abweichungen der Reflektorelemente von der Idealparabel zur Reduzierung der optischen Effizienz führen.

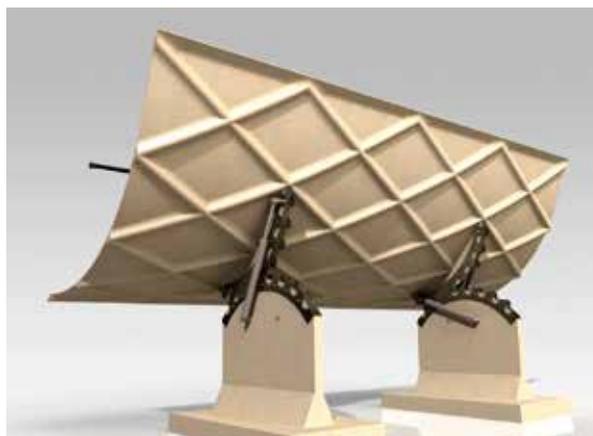


Bild 8
Parabolrinnenkollektor
auf der Plataforma
Solar de Almería [22],
(© DLR)

Im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Schwerpunktprogramms SPP 1542 „Leicht Bauen mit Beton“ wurde in einem Kooperationsprojekt zwischen der TU Kaiserslautern und der Ruhr-Universität Bochum eine einfach gekrümmte Schale aus Hochleistungsbeton als alternative Tragstruktur für Solarkollektoren entwickelt, Bild 9. Dieses Konzept vereint die Tragstruktur mit der Reflektoroberfläche, sodass eine gleichzeitige optische sowie strukturmechanische Analyse in Form einer ganzheitlichen Optimierungsstrategie möglich ist. Wandstärken von nur wenigen Zentimetern sind durch die Aktivierung der Schalentragswirkung und dem Einsatz von Hochleistungsbeton mit einem E-Modul um 50.000 N/mm^2 umsetzbar. Hohe Genauigkeitsanforderungen bei der Herstellung sind lediglich für die Parabelinnenfläche zu gewährleisten, die z. B. durch eine präzise Schalung aus Stahl, wie sie bereits im maschinellen Tunnelbau bei der Serienfertigung von Stahlbetontübbings eingesetzt wird, realisiert werden kann [23]. Die praxistaugliche Umsetzung zeigt die Herstellung eines kleinformatigen, einschaligen Demonstrators an der TU Kaiserslautern mit Abmessungen von $3,20 \times 2,205 \text{ m}$, Schalendicken von 2–3 cm und einer neuartigen Kipplagerung [24] für die Sonnennachführung [25].

5.2 Globale Aussteifungen für Parabolschalen im Originalmaßstab

Der Demonstrator aus Feinkornbeton hat gezeigt, dass dünne Parabolrinnen als einwandige Schalen-



*Bild 9
Konzept eines Kollektor-
moduls aus Hochleis-
tungsbeton als dünnes
Schalentragwerk mit
rautenartigen Verstär-
kungsrippen und
Kipplagerung für die
Sonnennachführung*

*(Grafik:
Raffael Weissbach)*

tragwerke mit innovativem Auflagerungskonzept im kleinformatigen Maßstab eine hohe Formtreue und auch optische Wirksamkeit besitzen. Um jedoch die solare Energie in Wärmeenergie umzuwandeln und letztendlich Elektrizität zu generieren, ist bei fokussierenden Systemen der Konzentrationsgrad essentiell. Dieser beschreibt das Verhältnis von reflektierter zu absorbierter Strahlung und kann vereinfachend als geometrischer Konzentrationsgrad abgeleitet werden, welcher bei Parabolrinnen die Parabelöffnungsweite auf den Durchmesser des Absorberrohrs bezieht. Um z. B. thermischen Verlusten entgegenzuwirken und eine Betriebstemperatur von ca. 400 °C des Wärmeträgermediums im Absorberrohr sicherzustellen, reicht der kleinformatige Demonstrator mit einem Konzentrationsgrad von etwa 40 nicht aus [26]. Daher soll ein Modell entwickelt werden, welches

sich in seinen geometrischen Abmessungen am bereits kommerziell weit verbreiteten Kollektortyp *EuroTrough* [27] mit einem rund doppelt so großen Konzentrationsgrad orientiert, aber gleichzeitig die für die Betonbauweise besser geeignete Kipp-lagerung des Demonstrators adaptiert. Die Parabolschale nach Vorbild des *EuroTrough* soll somit eine Aperturgröße von 5,77 m × 12,00 m besitzen, was eine Hochskalierung des Demonstrator-moduls um einen Faktor von ca. 3 bis 4 entspricht. Eine Ausführung als schlanke, einwandige Schale ist somit nicht mehr möglich, wenn der Anspruch eines leichtgewichtigen und ressourcensparenden Tragwerks besteht. Daher wird eine dünnwandige Schale mit kraftflussaffinen Verstärkungsrippen, welche als nicht verschattende Elemente auf die Parabelrückseite ausgelagert werden, angestrebt. Mithilfe der topologischen Strukturoptimierung soll für die maßgebenden Beanspruchungen somit die wesentliche Anordnung der Verstärkungsrippen, welche die maximale Steifigkeit für das Modell implizieren, identifiziert werden und damit als Basis für eine weitere Form- bzw. Querschnittsoptimierung im Sinne einer hierarchischen Strukturoptimierung (vgl. Bild 10) dienen.

Die wesentlichen Beanspruchungen auf einen Solarkollektor als Parabolschale resultieren aus auslenkungsbedingten Eigen- und Windlasten sowie tordierenden Reiheneffekten der Hintereinanderschaltung mehrerer Module, z. B. infolge des Antriebs oder aus Lagerreibung. Andere Einwirkun-

gen, wie Temperaturänderungen oder zeitabhängige Kriech- und Schwindprozesse [25], werden hier für die geplante Topologieoptimierung zunächst vernachlässigt, jedoch auf Ebene der Wirksamkeitsüberprüfung berücksichtigt. Da aufgrund der Sonnennachführung eine Vielzahl von Lastfällen auftritt, deren ganzheitliche Berücksichtigung einen unverhältnismäßigen Aufwand darstellt, werden für die erwähnten Beanspruchungen äquivalente Belastungssituationen definiert. Dies sind Eigenlasten als vollflächige Last auf die Parabolschale, Windlasten als einseitige, auf den halben Querschnitt wirkende Flächenlast sowie Torsionslasten, die an Schalenanfang und -ende als jeweils entgegengerichtete Flächenlasten über die halbe Öffnungsweite angesetzt werden.

Für diese drei Lastfallsituationen wird die maßgebliche Materialverteilung mithilfe der Topologieoptimierung und dem Anspruch einer minimalen Nachgiebigkeit ermittelt, Bild 10. Hierbei zeigt sich, dass aufgrund von Spannungsspitzen im Bereich der Auflagerländer ein erhöhter Materialbedarf vorherrscht. Dies wird insbesondere bei der einseitigen Windbelastung deutlich, wo sich die Materialverteilung maßgeblich an den beiden Auflagerländern sammelt. Für den definierten Fall der Eigenlasten als flächige Belastung kristallisiert sich – neben der Materialverdichtung an den Auflagern – eine primäre Tragwirkung in der Systemquerrichtung heraus, was sich als zwei Materialstreben parallel zur jeweiligen Lagerung, welche am Rand um das Auflager ge-

führt werden und sich mit radialen Streben auf dem Auflager abstützen, ausbildet. Im Gegensatz zu den vorherigen Ergebnissen weist die Dichteverteilung für eine torsionsartige Belastung eine sich vielfach auskreuzende Strebenanordnung auf, welche auch eine Längstragwirkung für das System innehat und nicht nur die Querrichtung oder lokale Bereiche berücksichtigt.

Die in Bild 10 gezeigten Materialverteilungen entsprechen den jeweils optimalen Topologien unter der gegebenen Belastungssituation, d. h. für diesen speziellen Fall besitzen sie maximale Steifigkeit. Jedoch erfährt eine Parabolschale im

Tagesverlauf viele unterschiedliche Belastungssituationen, sodass ein Ansatz mit minimierter Summennachgiebigkeit für die Lastfälle eine wesentlich robustere Struktur erzeugt, welche also aus mehreren, nicht zwingend gleichzeitigen Beanspruchungen resultiert. Das Ergebnis der Topologieoptimierung für eine multiple, gleichgewichtete Belastungssituation der Parabolschale, wobei die Windbelastung mit zwei Lastfällen (je Seite) berücksichtigt wurde, weist wie bei den Einzellastfällen eine Materialanhäufung an der Lagerung auf. Ein maßgeblich das Quer- bzw. Längssystem verstärkender Verlauf der Streben ist nicht eindeutig auszumachen. Grundsätzlich lässt sich eine

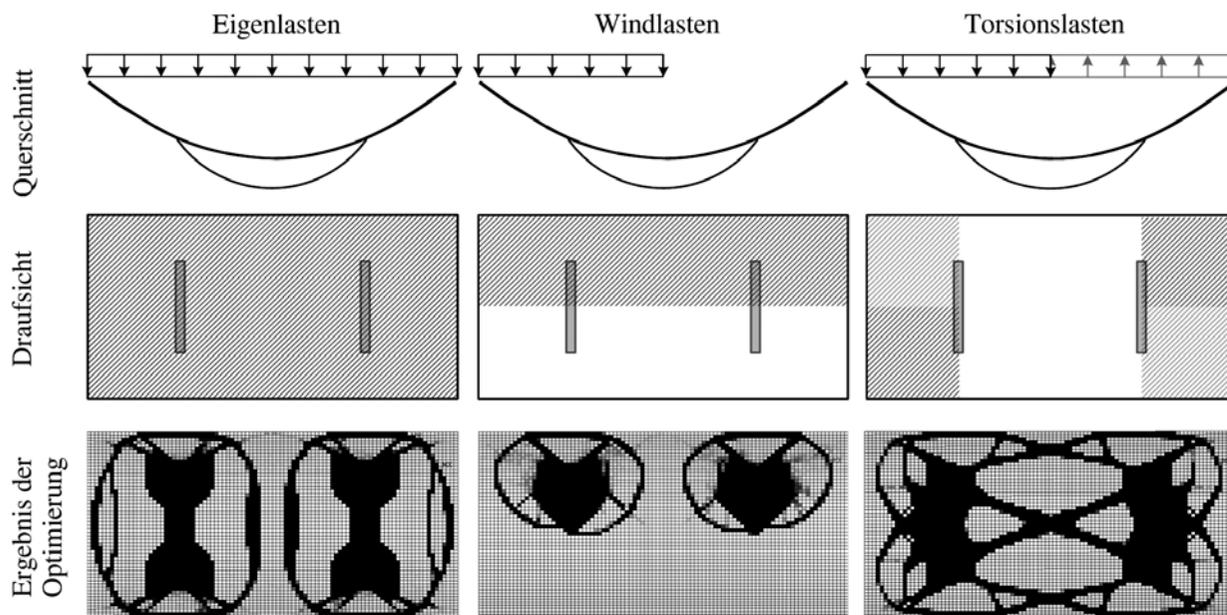
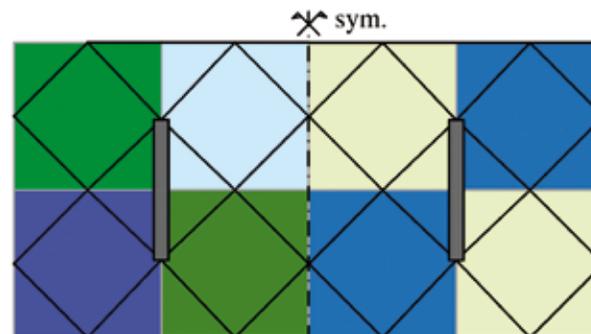
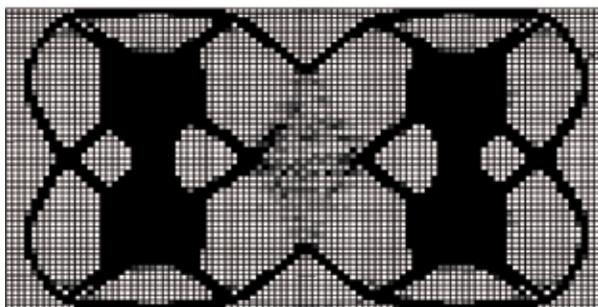


Bild 10
Topologieoptimierung
an einer Parabolschale:
Pseudodichteverteilungen für die Lastfälle
Eigenlast, Wind und
Torsion
(Grafik: Patrick Forman)

Bild 11
Pseudodichteverteilung
für Lastfallkombinati-
onen mit Ansatz einer
minimierten Summen-
nachgiebigkeit (links)
und Identifikation
herstellungsgerechter
Verstärkungen (rechts)
(Grafik: Patrick Forman)



rautenartige Anordnung der Materialverteilung identifizieren, wobei im Mittelbereich – trotz Konvergenz des Optimierungsalgorithmus – hier nicht gewünschte gradierte Materialverteilungen als graue Zwischenwerte auftreten.

Bild 11 zeigt das Ergebnis der Optimierung mit herstellungsgerechter Anordnung von linienartigen Verstärkungen. Diese Verstärkungen bilden sich maßgeblich als rautenartige Struktur aus. Die so identifizierte Anordnung von Verstärkungen kann nun in einer nachgeschalteten Form- bzw. Querschnittsoptimierung für verschiedene Kollektorauslenkungen und daraus resultierende Lastfallsituationen sowie unter Einbeziehung von bisher vernachlässigten Beanspruchungen dimensioniert werden. Daraus entsteht letztendlich eine ganzheitlich optimierte, frei geformte Parabol-schale mit kraftflussaffinen Verstärkungsrippen.

Für die Herstellung können gleiche Quadranten je Halbmodell mit identischer Geometrie der Verstärkungen und Lagerposition der Parabol-schale identifiziert werden, welche als mögliche Schalungsmatrizen dienen. In Bild 11 sind diese als Varianten für eine 2-x-4-Aufteilung – also vier verschiedene Matrizenarten je zweimal hergestellt – bzw. 4-x-2-Aufteilung – was zwei Matrizen entspricht – farbig gekennzeichnet. Mehrfach hergestellt, ebenfalls aus Feinkornbeton, lassen sich die einzelnen Matrizen zu einer Gesamtschalung für die Schalenstruktur zusammenfassen. Für die Herstellung einer solchen Negativschalung eignet sich Formsand, da dieser frei formbar ist und hohe Oberflächengenauigkeiten im erhärteten Zustand besitzt. Bild 12 zeigt dies exemplarisch für eine Sandschalung mit rautenartigen Aussparungen. Dabei können Bauteile mit lokalen Wandstärken von nur 0,5 cm hergestellt werden, wie es erste Muster zeigen.



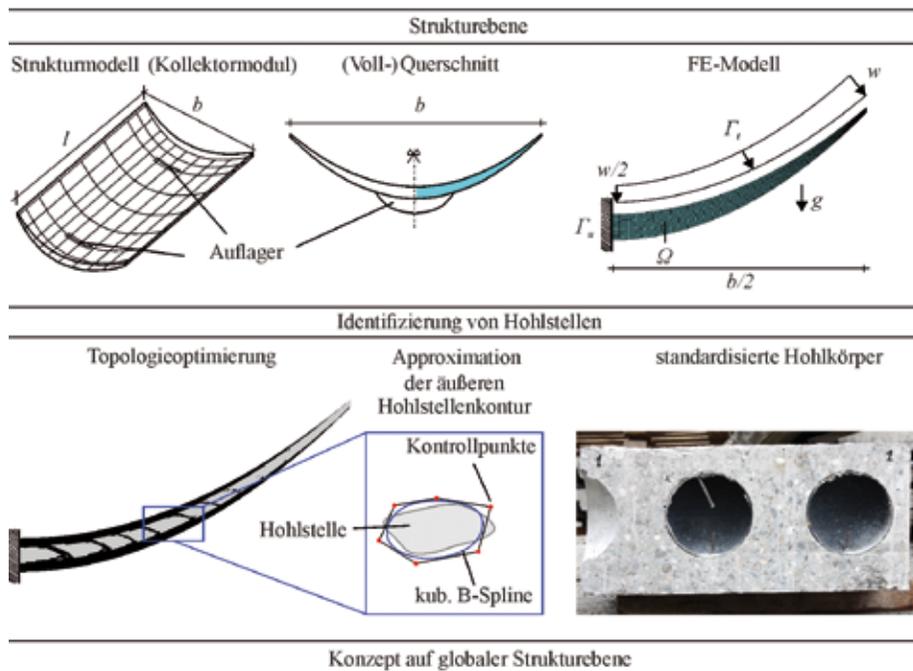
Bild 12
Schalungsmatrix aus
gefrorenem Formsand
und Muster mit rauten-
artigen Verstärkungs-
rippen aus hochfestem
Feinkornbeton
(Fotos: Patrick Forman)

5.3 Kollektormodule mit großen Aperturweiten

Aktuelle Entwicklungen im Bereich von Kollektormodulen mit Stahlfachwerken wie z. B. der *UltimateTrough* mit Abmessungen von 7,5 m × 24 m zeigen, dass speziell größere Aperturweiten zur weiteren Erhöhung des Konzentrationsgrades forciert werden [28], [26]. Allerdings gelingen solche Strukturen nur durch sehr hohe Struktursteifigkeiten. Ein zielführender Ansatz zur Maximierung der Steifigkeit bei gleichzeitiger Minimierung des Volumens ist die Auflösung des homogenen Querschnitts in eine Hohlstruktur, um einerseits Material einzusparen, aber simultan die notwendige Struktursteifigkeit über eine Vergrößerung des inneren Hebelarms zu gewährleisten. Analysen an einem Kollektormodul mit 10 m Aperturweite zeigen, dass bei einer Reduktion der Querschnittsfläche um 80 % mindestens eine statische Höhe von

0,5 m im Scheitel der Parabel vorzusehen ist, damit volle optische Wirksamkeit gewährleistet wird [25].

Ein adäquates Strukturmodell zur Identifizierung formfreier und ortsunabhängiger Hohlstellen gelingt über die Reduktion des Strukturmodells auf Querschnittsebene, Bild 13. Durch die Achsensymmetrie des Querschnitts wird lediglich ein Teilquerschnitt betrachtet, der als gekrümmter Kragarm ($b/2 = 5$ m) modelliert ist. Die äußeren Grenzen des Entwurfsraums Ω fallen dabei mit den Querschnittsgrenzen zusammen. Als separate Lastfälle werden die Eigenlast g und eine vom Kragarmende zum Scheitel veränderliche Windlast w berücksichtigt [25]. Die Lastfälle werden gleich gewichtet bei einer Volumenreduktion um 40 %. Im Laufe des Optimierungsprozesses zeigen sich eindeutige Bereiche mit geringen Pseudodichten auf Höhe der Schwerpunktachse, da in diesem Bereich eine Ansammlung von Material zu keiner nennenswerten



Steigerung der Steifigkeit führt, jedoch für eine erhebliche Volumenreduktion geeignet ist. Daher wird das Material zu den äußeren Querschnittsgrenzen ausgelagert. Mit zunehmendem Abstand vom Scheitel beschränkt sich die Materialanlagerung auf den oberen und unteren Querschnittsbereich, impliziert durch eine Abnahme der Stärke der Pseudodichten sowie durch eine Reduktion der Verbindungsstreben zwischen oberem und unterem Querschnittsbereich.

Eine stetige Reduktion der Strukturhöhe zum Kragarmende durch eine nachgeschaltete Formoptimierung passt die untere Querschnittskontur an. Die äußeren Konturen von Bereichen mit geringen Pseudodichten, die als innere Hohlstellen identifiziert werden, werden in einer nachgeschalteten

Bild 13
 Optimierung einer großformatigen Parabolschale mit Details und Visualisierung eines 1 m breiten Streifens. Bei diesem ist nur die untere Hälfte des Betonkörpers dargestellt, damit die Anordnung der Hohlkörper gezeigt werden kann.
 (Grafik: Christoph Kämper)



Formoptimierung der Aussparungskörper unter Einhaltung materialspezifischer Grenzwerte mit kubischen Basissplines (B-Splines) approximiert. Als Folge ergeben sich individuelle Hohlkörpergeometrien, die sich sensitiv gegenüber Änderungen von geometrischen und statischen Randbedingungen verhalten. Für eine wirtschaftliche Realisierung bieten sich standardisierte Hohlkörper in Form von Kugeln oder abgeflachten, rotationssymmetrischen Ellipsoiden an, die heutzutage auch in herkömmlichen Betondecken eingesetzt werden. Durch Anordnung derartiger Hohlkörper im Querschnitt ergeben sich auf globaler Strukturebene durch den Abstand zwischen den Hohlkörpern zusätzliche Längs- und Querstreben, die mit Wandstärken von wenigen Zentimetern die Gesamtstruktur zusätzlich aussteifen.

6 Schlussfolgerungen

Die topologische Optimierung stellt für den Entwurf von Betonstrukturen ein hilfreiches Werkzeug dar. Auf globaler Ebene können kraftflussaffine Tragwerke unter Berücksichtigung spannungsabhängiger Wichtungsfaktoren, wie z. B. Brücken oder Pfeiler, entworfen werden, sodass verbesserte Formen hinsichtlich maximaler Steifigkeit und Kraftflussorientierung entstehen. Für dünnwandige, gekrümmte Strukturen bietet sie sich als Entwurfshilfe zur Identifizierung von Aussteifungspfaden an, mit denen durch gezielten Materialeinsatz die Gesamtnachgiebigkeit der Struktur effizient reduziert werden kann.

Auf lokaler Ebene dient sie zur Ableitung von Zug- und Druckstreben sowie zur Entwicklung von Fachwerkmodellen. Eine resultierende, wirtschaftlichere Bewehrungsführung führt dann zu einer verbesserten, materialspezifischen Ausnutzung der Struktur. Jedoch wird deutlich, dass das Anwendungspotenzial der Topologieoptimierung im Bauwesen noch lange nicht ausgeschöpft ist und die Methodik sich in Zukunft als wertvolles Standardwerkzeug in der Planung etablieren kann.

Dank

Die Autoren danken der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Förderung im Rahmen des Teilprojekts B1 des Sonderforschungsbereichs SFB 837 „Interaktionsmodelle für den maschinellen Tunnelbau“ sowie im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 1542 „Leicht Bauen mit Beton“.

Literatur

- [1] Schumacher, A.: Optimierung mechanischer Strukturen: Grundlagen und industrielle Anwendungen. Berlin · Heidelberg: Springer, 2005
- [2] Harzheim, L.: Strukturoptimierung. Frankfurt am Main: Wissenschaftlicher Verlag Harri Deutsch GmbH, 2008
- [3] Michell, A.: The limit of economy of material in frame structures. Philosophical Magazine (1904) 589–597

- [4] Prager, W.: A note on discretized michell structures. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 3 (1974) 349–355
- [5] Achtziger, W.: Truss topology optimization including bar properties different for tension and compression. *Structural Optimization* 12 (1996) 63–74
- [6] Achtziger, W.; Stolpe, M.: Truss topology optimization with discrete design variables – Guaranteed global optimality and benchmark examples. *Structural and Multidisciplinary Optimization* 34 (2007) 1–20
- [7] Bendsøe, M.; Kikuchi, N.: Generating optimal topologies in structural design using a homogenization method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 71 (1988) 197–224
- [8] Bendsøe, M. P.; Sigmund, O.: *Topology optimization: Theory, methods, and applications*. Berlin · New York: Springer, 2003
- [9] Sigmund, O.; Maute, K.: Topology optimization approaches. *Structural and Multidisciplinary Optimization* 48 (2013) 1031–1055
- [10] Rozvany, G. I. N.: A critical review of established methods of structural topology optimization. *Structural and Multidisciplinary Optimization* 37 (2009) 217–237
- [11] Rozvany, G. I. N.: Aims, scope, methods, history and unified terminology of Aims, scope, methods, history and unified terminology of computer-aided topology optimization in structural mechanics. *Structural and Multidisciplinary Optimization* 21 (2001) 90–108
- [12] Sigmund, O.: A 99 line topology optimization code written in Matlab. *Structural and Multidisciplinary Optimization* 33 (2001) 120–127
- [13] Andreassen, E.; Clausen, A.; Schevenels, M.; Lazarov, B.; Sigmund, O.: Efficient topology optimization in MATLAB using 88 lines of code. *Structural and Multidisciplinary Optimization* 43 (2011) 1–16
- [14] Svanberg, K.: The Method of Moving Asymptotes – A new Method for Structural Optimization. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 24 (1987) 359–373
- [15] Svanberg, K.: MMA and GCMMA – two methods for nonlinear optimization. Technical report: Optimization and System Theory, KTH, Stockholm (Sweden), 2007
- [16] Guest, J.; Prevost, J.; Belytschko, T.: Achieving minimum length scale in topology optimization using nodal design variables and projection functions. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 61 (2004) 238–254
- [17] Sigmund, O.; Petersson, J.: Numerical instabilities in topology optimization: A survey on procedures dealing with checkerboards, mesh-dependencies and local minima. *Structural Optimization* 16 (1998) 68–75
- [18] Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. In: Eibl, J. (Hrsg.): *Betonkalender 2001, Bd. 2*, Berlin: Ernst & Sohn, 2000, 311–492

- [18] Foto Anzac Bridge (modifiziert): Richard Taylor from Australia, CC BY 2.0, https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Anzac_Bridge_and_Sydney_harbour_Bridge_from_Glebe_Point.jpg
- [19] Foto Lidu Yangtze River Bridge (modifiziert): Glabb, CC BY-SA 3.0, https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Lidu_Yangtze_River_Bridge.JPG
- [20] Foto The Daniel Hoan Memorial Bridge (modifiziert): © 2005 Sulfur, CC BY-SA 3.0, https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Hoan_Bridge.jpg
- [21] Foto Neue Svinesundbrücke (A6) (modifiziert): Herrad Elisabeth Taubenheim, <https://structurae.de/fotos/172628-neue-svinesundbruecke-a6>
- [22] http://www.dlr.de/tt/Portaldata/41/Resources/images/SF/Parabol_Almeria.jpg
- [23] AK Tübbingdesign des Deutschen Ausschusses für unterirdisches Bauen (DAUB, Hrsg.): Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen – Maschinelles Tunnelbau. In: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.): Tunnelbautaschenbuch 2014, Berlin: Ernst und Sohn, 2014, 17–121
- [24] Weissbach, R.: Die abrollende Parabolspiegellinne. Schutzrecht DE102011011805 A1, 2012
- [25] Forman, P.; Müller, S.; Ahrens, M. A.; Schnell, J.; Mark, P.; Höffer, R.; Hennecke, K.; Krüger, J.: Light concrete shells for parabolic trough collectors – Conceptual design, prototype and proof of accuracy. *Solar Energy* 111 (2015) 364–377
- [26] Duffie, J. A.; Beckman, W. A.: *Solar engineering of thermal processes*. 3. Aufl., Hoboken (New Jersey): John Wiley & Sons, Inc., 2006
- [27] Geyer, M.; Lüpfert, E.; Osuna, R.; Esteban, A.; Schiel, W.; Schweitzer, A.; Zarza, E.; Nava, P.; Langenkamp, J.; Mandelberg, E.: EuroTrough – Parabolic Trough Collector Developed for Cost Efficient Solar Power Generation. In: *Proceedings of 11th SolarPACES International Symposium on Concentrated Solar Power and Chemical Energy Technologies*, 4.–16.9.2002 in Zurich (Switzerland), 7 S. – online unter: <http://www.fika.org/jb/resources/EuroTrough.pdf>
- [28] Marcotte, P.; Manning, K.: Development of an advanced large-aperture parabolic trough collector. In: Pitchumani, R. (Ed.): *Proceedings of the SolarPACES International Conference*, 17.–20.9.2013 in Las Vegas (US), *Energy Procedia* 49 (2014) 1–2, 145–154
- Anmerkung:
Alle Internetquellen wurden am 17.5.2016 geprüft.



Jürgen Stritzke

Leipziger Großmarkthalle – ein „Historisches Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland“

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke

*Bis 2003 Professur für
Massivbrückenbau an der
TU Dresden und Initiator des
Dresdner Brückenbausym-
posiums*

Der vorliegende Beitrag dient der Bewahrung und Pflege der großartigen Leistungen deutscher Bauingenieure. Kenntnisse in der Geschichte der Bautechnik tragen zum Selbstbewusstsein und Selbstverständnis der Bauingenieure bei und fördern das gegenseitige Verständnis von Ingenieuren und Architekten. Nicht für umsonst heißt es: „Zukunft braucht Tradition“. Seit langem schon beschäftigt sich Manfred Curbach mit den unterschiedlichsten Themen der Geschichte des Bauingenieurwesens.

Um junge Menschen mit den Leistungen bedeutender Bauingenieure vertraut zu machen, lässt er Studierende in seinen Massivbauvorlesungen im Rahmen von Kurzvorträgen über ausgewählte Persönlichkeiten berichten.

Seit seiner Übernahme der wissenschaftlichen Leitung des Dresdner Brückenbausymposiums im

Jahr 2012 gehört alljährlich ein historischer Vortrag zum Tagungsprogramm. So ließ er über den Ingenieur, Unternehmer und Betonbauer Robert Maillart, den Visionär des Brückenbaus Franz Dischinger, den Schweizer Gerüst- und Seilriesenbauer Richard Coray, den belgischen Wegbereiter der Spannbetonbauweise Gustave Magnel und im Jahr 2016 über den Doyen des Brückenbaus Ulrich Finsterwalder berichten.

Prof. Curbach hat zahlreiche Beiträge zur Geschichte des Bauingenieurwesens veröffentlicht, u. a. [1]. Zudem leitet er gemeinsam mit Prof. Hänseroth das DFG-Forschungsprojekt „Willy Gehler (1876–1953) – Spitzenforschung, politische Selbstmobilisierung und historische Rezeption, [2]. Darüber hinaus hat er mehrfach zum Thema „Brücken für Europa“ publiziert, [3], [4]. Beim fib – fédération internationale du béton – ist

er Obmann der Task Group 1.6 „History of Concrete Structures“.

Für seine lebenslangen Leistungen auf dem Wissenschaftsgebiet Bautechnikgeschichte erhielt Prof. Curbach am 18. Februar 2016 an der Fakultät Ingenieurwissenschaften und Architektur der Universität Gent die Sarton Medal. Die Georg-Sarton-Medaille ist die international renommierteste Auszeichnung für herausragende Leistungen auf dem Gebiet der Wissenschaftsgeschichte und wird seit 1955 von der History of Science Society verliehen.

Die nachfolgenden Ausführungen können auch im Band 14 der bemerkenswerten und mehr Aufmerksamkeit verdienenden Reihe „Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland“ der Bundesingenieurkammer nachgelesen werden, [18].

Einleitung

Historische Ingenieurbauwerke zeugen von der Genialität vergangener Ingenieurgenerationen und bilden mit ihrer Kühnheit und Ästhetik einen ganz wesentlichen Bestandteil unserer Baukultur. Sie prägen Städte und Landschaften über weite Zeiträume hinweg und verleihen ihnen ein unverwechselbares Gesicht.

Die Bundesingenieurkammer würdigt die bedeutendsten Ingenieurleistungen mit dem Titel „His-

torische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland“ und rückt sie somit in den Focus des öffentlichen Interesses. Die auszeichnungswürdigen Ingenieurbauwerke müssen sich auf dem Territorium der Bundesrepublik Deutschland befinden und mindestens 50 Jahre alt sein. Mit der Auszeichnung wird unterstrichen, dass der Berufsstand der Bauingenieure einen wichtigen Beitrag zur Baukultur unseres Landes geleistet hat und auch heute in zunehmendem Maße leistet.

Seit 2007 hat die Bundesingenieurkammer bereits 18 bedeutende historische Ingenieurbauwerke und ihre Schöpfer mit dem Titel geehrt. Im Rahmen einer festlichen Titelverleihung wird eine Relieftafel unter Anteilnahme der Bevölkerung enthüllt. Zu jedem Bauwerk wird eine Broschüre veröffentlicht, die den Willen der Ingenieure zur Wahrung des kulturellen Erbes mit dem Gestaltungsanspruch an die gebaute Umwelt und die Bereitschaft zu Veränderungen zum Vorteil unserer Gesellschaft repräsentiert, [5]–[22]. Die Broschüren wenden sich gleichermaßen an Technikbegeisterte wie auch an Laien. Mit der Würdigung historisch bedeutender Ingenieurbauwerke sollen auch junge Menschen für die Ingenieurkunst und den Beruf des Bauingenieurs interessiert werden. Ohne Technik und moderne Technologien gibt es keinen wirtschaftlichen Wohlstand und keine Verbesserung der Lebensqualität. In der Gestaltung von Ingenieurbauwerken spiegeln sich die Tragsysteme mit ihrem Kraftfluss und der Konstruktion wider. Sie werden von ihrer

Funktion und technischen Notwendigkeiten bestimmt. Sie erfüllen aber mit ihrer eigenen Sprache einen eigenen Anspruch, der letztendlich auch einen bedeutenden Einfluss auf die Architektur der jeweiligen Epochen ausgeübt hat. Innovationen werden heute in erster Linie unter technologischen und wirtschaftlichen Kriterien bewertet. Wird aber die Gestaltung vernachlässigt, besteht im Hinblick auf eine zunehmende Technikfeindlichkeit die Gefahr, dass die gesellschaftliche Akzeptanz für Neues verlorengeht, [23].

Als einzigartiger Meilenstein großartiger Ingenieurbaukunst wurde der Großmarkthalle Leipzig am 17.10.2013 im Rahmen des 20-jährigen Gründungsjubiläums der Ingenieurkammer Sachsen die Auszeichnung „Historisches Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland“ in Leipzig im Beisein von 750 Gästen verliehen. Es war eine wunderbare Veranstaltung in diesem beeindruckenden Bauwerk.

In den Jahren 1927 bis 1930 wurde das imposante Ingenieurbauwerk in enger Zusammenarbeit zwischen den Bauingenieuren Franz Dischinger (1887–1953) und seinem Mitarbeiter Hubert Rüschi (1904–1979) sowie dem Leipziger Stadtbaurat Hubert Ritter (1886–1967) entwickelt und von der Dyckerhoff & Widmann AG (Dywidag) errichtet. Die Dywidag war damals eine der innovativsten deutschen Baufirmen und hatte bereits im 19. Jahrhundert wesentliche Grundlagen für die Anwendung des neuen Baustoffs Beton gelegt.

Entscheidend für den Standort der Großmarkthalle südöstlich der Innenstadt – zwischen Bayerischem Bahnhof und Altem Messegelände – war die optimale Anbindung an das damalige Eisenbahn- und Straßennetz, die sie doch nicht nur der Versorgung der stetig wachsenden Messestadt sondern auch weiter Teile Mitteldeutschlands mit Obst und Gemüse. Die gelungene Einheit von Funktion und Form brachte dem Bauwerk im Volksmund rasch den Spitznamen Kohlrabizirkus ein, der bis heute in der Leipziger Region präsent ist.

Über zwei quadratischen Grundrissen von 75×75 m wölben sich durch Gatte und Rippen versteifte Stahlbetonkuppeln von rund 33 m Höhe. Die Achteckkuppeln werden von jeweils vier sich verschneidenden Tonnenschalen mit einer freien Spannweite am unteren Schalenrand von 65,80 m gebildet. Der untere Schalenrand (Kämpfer) wird von einem umlaufenden Zugring gebildet, der zusätzlich von acht ebenfalls geneigten Tragbögen unterstützt wird. Dadurch vergrößert sich die Spannweite bis zum Hallenboden von 65,80 m auf rund 75 m und in Richtung der Gatte von 71,20 m auf etwa 82 m. Unter jeder Kuppel erstreckt sich ein Raum mit 5.600 m² Grundfläche, an dessen vier Umfassungsseiten lediglich jeweils zwei Eckstützen stehen. Als Differenz zwischen den beiden quadratischen Grundrissen und den achteckigen Kuppeln ergeben sich Restflächen, die mit ebenen Stahlbetondecken überbrückt sind. In den Ecken sind diese als Zwickeldecken ausgebildet.



*Großmarkthalle Leipzig – Nordkuppel links und Südkuppel rechts im Bild
(Foto: Jürgen Stritzke)*

*Blick in die Südhalle mit
Laterne, Kuppelschale,
Zugring, Tragbögen und
Eckstützen
(Foto: Jürgen Stritzke)*



*Vorgelagerter zweige-
schossiger Bürotrakt
auf der Ostseite des
Bauwerkes
(Foto: Jürgen Stritzke)*



Zweigeschossige Anbauten umschließen die Ost- und Nordseite des Bauwerks. Insbesondere der auf der Ostseite vorgelagerte Bürotrakt betont mit seiner horizontal gegliederten Klinkerfassade nach außen hin die Einheit von Süd- und Nordkuppel.

Der imposante, nahezu stützenlose Innenraum mit rund 12.000 m² Fläche war in Stand-, Verkaufs- und Präsentationsflächen sowie in Fahrstraßen gegliedert, die einen reibungslosen An- und Abtransport der Waren ermöglichten. Die vollständige Unterkellerung ergänzte mit zwei weiteren Fahrstraßen und einer aufwendig konzipierten Kühlanlage die hervorragende Logistik.

Geplant war, bei Bedarf an der Südseite einen weiteren Trakt mit einer dritten Kuppel und nebenan ein Hochhaus mit Gaststätten und Unterkünften für auswärtige Händler zu errichten. Doch auch ohne diese Erweiterungen erfüllte die Großmarkthalle alle Ansprüche an ihre Funktionalität und Wirtschaftlichkeit – selbst als 1972 der privatwirtschaftliche Einzelhandel aufgelöst und der volkseigene „Großhandel für Obst, Gemüse und Speisekartoffeln“ zum alleinigen Nutzer wurde. Bereits 1990 erfolgte die Reprivatisierung vieler Firmen, so dass diese ihre Stände wieder in Anspruch nehmen konnten. Erst die einschneidenden Veränderungen der Transportwege Anfang der 1990er Jahre brachten das Aus. Mit der Eröffnung des neuen Großmarktes für Mitteldeutschland im Güterverkehrszentrum Leipzig-Radefeld an der



Bundesautobahn A 14 verlor die innerstädtische Markthalle ihre ursprüngliche Bedeutung und wurde am 30.10.1995 geschlossen.

Für die Nutzung des riesigen Raumes gab und gibt es seitdem zahlreiche Initiativen, die zur Teilung in zwei Hallen führten. Die Südhalle wurde von 1999 bis 2010 im Winter als „Eisdom“ zum Eislaufen für Jung und Alt genutzt. Mit 2.200 m² war sie nach Angaben des Betreibers Deutschlands größte eingehauste Eisfläche. Die Nordhalle ist nach umfangreichen Investitionen seit dem Jahr 2000 un-

Blick in die Großmarkthalle Anfang der 1930er Jahre (Foto: Stadtgeschichtliches Museum Leipzig)

ter dem jetzt offiziellen Namen Kohrabizirkus ein Veranstaltungsort der besonderen Art mit einer breiten Palette an Angeboten. Auch in Zukunft werden hier regelmäßig Musical- und Konzertaufführungen, Messen und Ausstellungen, Firmenveranstaltungen und Nachtflohmärkte stattfinden. Weit über Sachsen hinaus bekannt ist der Kohrabizirkus auch als zweitgrößte Spielstätte des jährlichen Wave-Gotik-Treffens.

Einschneidende Veränderungen im Innern des Gebäudes sind die Folge der unterschiedlichen

Nutzungen. Die ehemals lichtdurchflutete Nordhalle ist jetzt verdunkelt und farblich neu gestaltet. Im Jahr 2002 wurde zwischen Südhalle und Zwischenbau eine raumhohe Trockenbauwand eingefügt und auf diese Weise zwei optisch, akustisch, bauphysikalisch und brandschutztechnisch getrennte Bereiche geschaffen. Damit hat der ehemals durchgehende Innenraum viel von seiner beeindruckenden Großzügigkeit verloren.

Ungeachtet dieser Veränderungen prägen die beiden markanten und weithin sichtbaren Schalen-



*Blick in die Nordhalle
(Foto: Jürgen Stritzke)*

kuppeln der Großmarkthalle Leipzig, die inzwischen mit Aluminium gedeckt sind, neben dem Völkerschlachtdenkmal das Bild im Süden der Messestadt. Sie kündeten bis heute von der Bedeutung des Bauwerks als herausragendes Beispiel für vorausschauende Stadtentwicklung und Planung kommunaler Infrastruktur. Rund um den Globus fanden die kühn konstruierten Kuppeln einst viel Bewunderung und die Anerkennung hält bis in unsere Tage an.

Die Konstruktion des Bauwerkes

Schalenkuppeln aus Stahlbeton waren Mitte der 1920er Jahre schon mehrfach zur Überdachung kreisförmiger Grundrisse gebaut worden. Mit derartigen Rotationsschalen, die an den unteren Schalenrändern (Kämpfern) stetig bzw. rotations-symmetrisch gestützt sind, können beachtliche Spannweiten erzielt werden.

Durch das Zusammenfügen, d. h. Verschneiden, von mehreren Tonnenschalen lassen sich Vieleckkuppeln erzielen, die die auf sie einwirkenden Lasten nach den unterstützten Eckpunkten des Vielecks abtragen. Achteckkuppeln sind neben den Viereckkuppeln besonders für die Überdachung quadratischer Grundrisse geeignet. In jedem Eckpunkt des Achtecks sind Stützen angeordnet und somit stehen an jeder Seite des Quadrats lediglich zwei davon. Für die Nutzung und Erschließung der Großmarkthalle war die Anwendung dieses Prinzips von außerordentlich großer Bedeutung, da der

rund 75×155 m große Raum nur von vier Stützen unterbrochen ist.

Die nachfolgende Beschreibung der Konstruktion folgt weitgehend der ausführlichen Darstellung von Dischinger und Rüschi, [24].

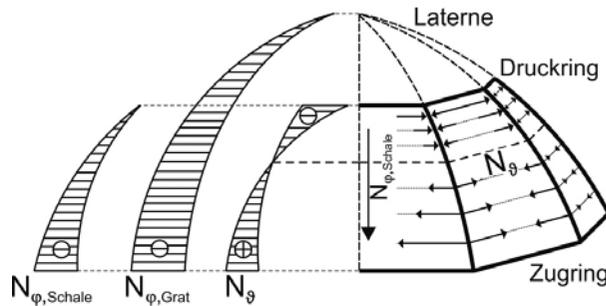
Jede Kuppel besteht aus vier verschnittenen Schalengewölben. Die Abtragung der Lasten erfolgt zum einen direkt über die acht Eckstützen und zum anderen über die jeweils von Eckstütze zu Eckstütze spannenden acht Tragbögen, die den unteren Kuppelrand zusätzlich unterstützen. Durch das Verschneiden der Tonnenschalen ergeben sich acht Grate, die zur Lastabtragung mit den acht schräggestellten Eckstützen verbunden und nach innen und außen abgesetzt sind.

Darüber hinaus sind jeweils in der Mitte der vier Schalengewölbe zusätzlich Rippen angeordnet, die am unteren Schalenrand an den Scheitelpunkten der Tragbögen enden. Diese Rippen waren zunächst nicht vorgesehen, wurden aber nach entsprechenden Versuchen an einem Modell aus Stahlblech im Maßstab 1 : 60 zur Erzielung einer ausreichenden Beulsicherheit der Schalen notwendig.

Bei der gewählten Vieleckkuppel treten wie bei einer Rotationsschale horizontal gerichtete Ringkräfte N_{ϕ} und vertikale Meridiankräfte N_{θ} auf. Im oberen Bereich der Laterne sind die Ringkräfte

Qualitativer Verlauf der Meridiankräfte N_ϕ und der Ringkräfte N_θ des Membranspannungszustandes – Darstellung ohne Biegespannungszustand

(Grafik: Jürgen Stritzke)

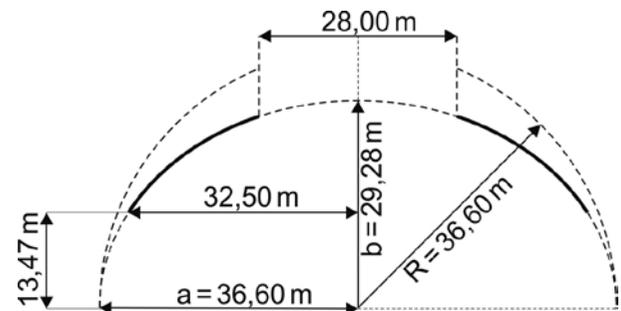


Druckkräfte, die einen Druckring erfordern. Am unteren Kuppelrand sind es Zugkräfte, die durch einen Zugring in der Form einer Schalenrandverstärkung aufgenommen werden.

Mit zunehmendem Abstand der Eckstützen wachsen die Ringkräfte N_θ gegenüber einer einbeschriebenen Rotationsschale an. Umgekehrt ist bei unendlich kleinen Stützenabständen der Spannungszustand der Vieleckkuppel identisch mit dem der einbeschriebenen, stetig gestützten Rotationsschale. Infolge der diskontinuierlichen Stützung der Vieleckkuppel wird im Gegensatz zu der einbeschriebenen, stetig gestützten Rotationsschale der Membranspannungszustand zusätzlich von einem nicht zu vernachlässigenden Biegespannungszustand überlagert. Während bei vorwiegend auf Biegung beanspruchten Tragsystemen, wie Balken und Rahmen, deren Eigenlast mit der Spannweite rasch anwächst, nimmt dagegen bei Kuppelbauten die Eigenlast durch die Kombination von Schalen- und Trägerwirkung nur in sehr geringem Maß zu.

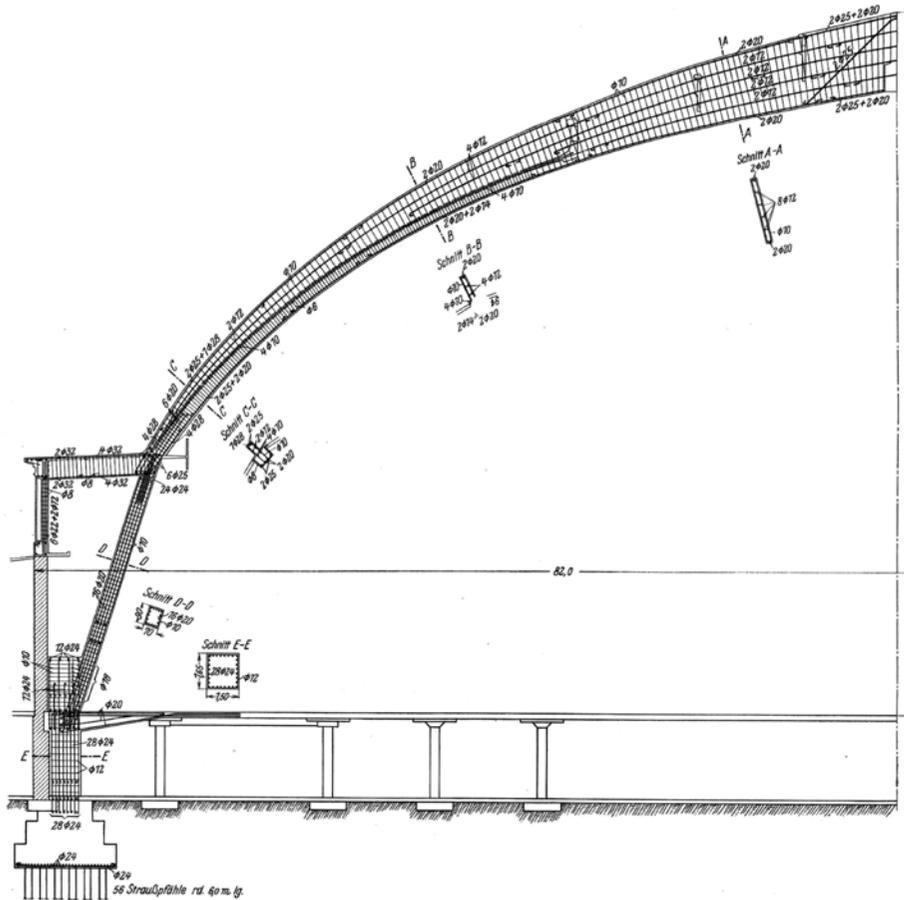
Die Kuppelgeometrie entspricht im Aufriss einem Ellipsenabschnitt. Die große Halbachse a beträgt 36,72 m, die kleine Halbachse $b = 29,33$ m. Dischinger weist darauf hin, dass der Krümmungsradius im Scheitel der Gewölbe 46 m beträgt, „...und in Richtung der Grate gemessen sogar 54 m. Damit besitzen die Leipziger Kuppeln bei weitem den flachsten Krümmungsradius aller bisher sowohl in Eisen wie auch in Eisenbeton ausgeführten Kuppeln“, [24]. Noch deutlicher wird die beeindruckende Flachheit der Kuppeln, wenn das Verhältnis der Breite der Ellipse zu ihrer Höhe von 2,5 : 1 ([25]) bzw. die Breite des Ellipsenabschnittes zu dessen Höhe von 4,1 : 1 betrachtet wird.

Bereits 1928 hatte Dischinger nachgewiesen, dass die Berechnung elliptischer Tonnengewölbe unter bestimmten Voraussetzungen auf die Berechnung kreisförmiger Tonnengewölbe zurückgeführt werden kann und sich damit die Ermittlung der Schnittgrößen einfacher gestaltet, [26]. Nach



Kuppelgeometrie

(Grafik: Jürgen Stritzke)



Bewehrung der Grate und Eckstützen aus [24] – in Höhe der Unterkante der Zwickeldecke ist das Stahlbetongelenk zu erkennen

Laternenrand abgetragen werden. Da die Kuppel am Kämpfer keine vertikale Endtangente besitzt, entsteht ein Horizontalschub, der von den acht geneigten Eckstützen und den acht ebenfalls in einer schrägen Ebene liegenden Tragbögen zu den acht Eckpunkten übertragen wird.

Um die Beanspruchungen der Kuppel und ihrer Unterbauten infolge Temperaturänderungen weitestgehend klein zu halten, müssen für die Kuppel Bewegungen in radialer Richtung möglich sein. Hierzu sind die Verbindungen der acht Eckstützen, die die Fortsetzung der Kuppelgrate bilden, in radialer Richtung gelenkig ausgebildet.

Die **Eckstützen** mit einem Querschnitt von $b = 90$ cm und $h = 70$ cm erhielten unterhalb des Kuppelzugringes Stahlbetongelenke mit einer Einschnürung der Querschnittshöhe von 70 cm auf 30 cm. Als Längskraft sind 2,5 MN zu übertragen. Die Längsbewehrung im Bereich der Einschnürung besteht aus 18 geraden und 6 gekreuzten Stäben $\text{Ø} 24$ mm. Heute würde man die Bewehrungsstäbe innerhalb des Stahlbetongelenks nicht mehr kreuzen. Die Verbügelung der Längsstäbe besteht aus $\text{Ø} 10$ mm im Abstand von 50 mm. Zudem sind die angrenzenden Querschnittsbereiche reichlich bewehrt, um ein Abplatzen des Betons neben der Gelenkfuge auszuschließen. Die Gelenkfuge selbst ist mit 30 mm dicken Tektonplatten, die seinerzeit bei Bewegungsfugen zur Anwendung kamen, ausgefüllt.

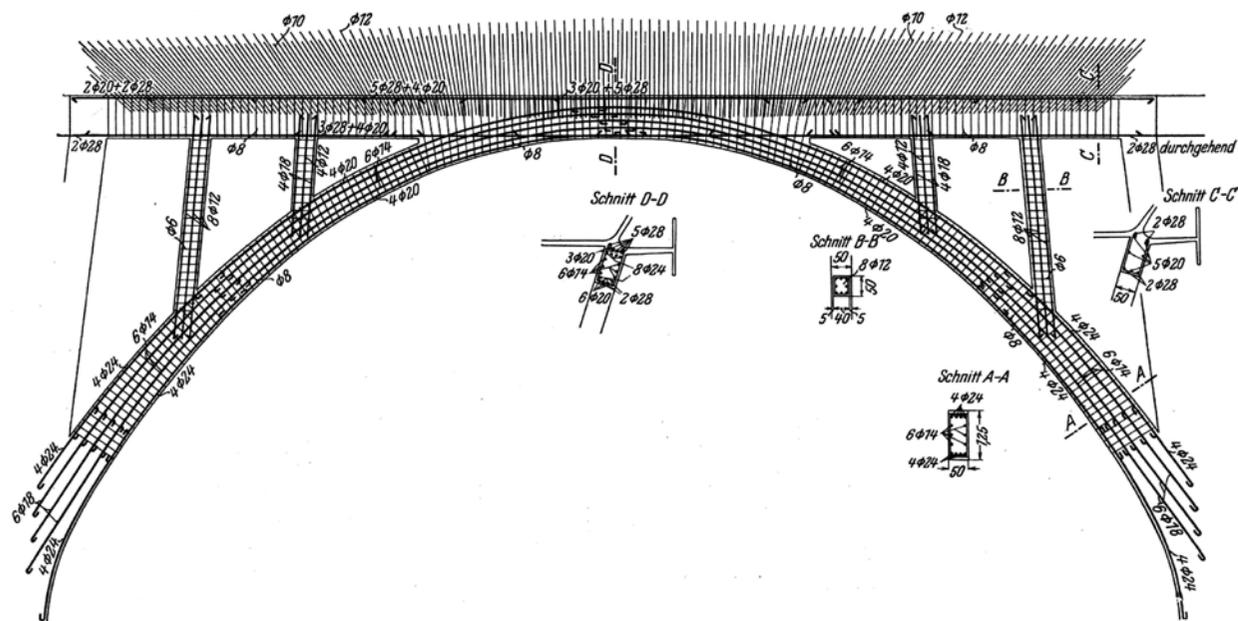
Die **Tragbögen** haben neben den Lasten aus der Kuppel zudem noch die Auflagerkräfte der raumabschließenden, ebenen Dachdecke aufzunehmen, die in den Bereichen der dreieckigen Zwickeldecken besonders groß sind. Von erheb-

lichem Einfluss sind die unterstützenden Hauptträger der Zwickeldecken mit Auflagerkräften von 400 kN. Im Hinblick auf eine einheitliche Geometrie aller Bögen konnte deren Systemachse nicht nach der Stützlinie geformt werden und damit sind diese Tragwerke nicht frei von Biegebeanspruchungen. Der Bogenquerschnitt beträgt am Kämpfer 120×50 cm und nimmt bis zum Scheitel auf 80×50 cm ab.

Der **Zugring** am unteren Kuppelrand hat mit einem Querschnitt von 105×50 cm nahezu die gleiche Steifigkeit wie der Bogen, d. h. es handelt sich statisch gesehen um ein versteiftes Bogentrag-

werk. Die Biegemomente sind näherungsweise am unversteiften Bogen nach der Elastizitätstheorie berechnet und auf den Zugring und den Bogen entsprechend deren Steifigkeit verteilt worden.

Die Stützlinie verbleibt stets innerhalb des Querschnittskerns. Am Bogenkämpfer beträgt die maximale Randspannung $6,0 \text{ N/mm}^2$ bei $3,6 \text{ N/mm}^2$ zentrischem Druck. Die eingelegte Bewehrung hat die Größe von $0,8 \%$ des Betonquerschnitts. Die zwischen den Eckstützen angeordneten Tragbögen sind rechtwinklig zur Bogenebene so schlank ausgebildet, dass sie die Verformungen des unteren Kuppelrandes nicht behindern.



Bewehrung eines Tragbogens mit den Anschlussseisen des Zugringes und Bogens zur Kuppel, aus [24]

Die **Abfangträger** unterstützen auf beiden Seiten des Zwischenbaus die raumabschließenden, ebenen Dachdecken, die auch auf den Umfassungswänden und an ihren Innenseiten auf den Tragbögen auflagen. Diese spannen von einer Längswand zur anderen über drei Felder mit den Stützweiten 22 m + 32 m + 22 m. Die Zwischenstützen stehen lotrecht hinter den im Halleninnern angeordneten schrägen Eckstützen, so dass der



*Untersicht einer Zwickeldecke mit dem Hauptunterzug und den Nebenunterzügen
(Foto: Jürgen Stritzke)*

Raum zwischen den beiden Kuppeln nur von den jeweils zwei Eckstützen der Kuppeln unterbrochen wird. Die Form der beidseitigen Trägerenden resultierte aus gestalterischen Forderungen und die Ausbildung über den beiden Mittelstützen erfolgte im Hinblick auf die Installation von Kühlschlangen für Kältemaschinen. Bei einer Querschnittsbreite von 40 cm beträgt die Konstruktionshöhe 3,50 m über den Stützen und 2,50 m über den Feldern.

Die **Zwickeldecken** mit Stützweiten von bis zu 4,70 m geben ihre Lasten im Wesentlichen an die bis 31 m langen Nebenunterzüge ab, die wiederum von den in Richtung der Diagonalen liegenden Hauptunterzügen mit Stützweiten von 12,90 m elastisch gestützt werden. Im Hinblick auf die relativ großen Stützweiten galt es, die Deckeneigenlast zu minimieren. Durch den Einsatz eines hochwertigen Zementes konnten Konstruktionshöhen von lediglich 100 cm bei den Hauptunterzügen und von 70 cm bei den Nebenunterzügen erreicht werden. Die Plattendicke von 11 cm in den Zwickeln wurde an den Schmalseiten wegen der geringen Einspannung auf 13 cm vergrößert.

Aus dem Richtungsunterschied der Endtangente am unteren Kuppelrand von $\alpha = 31,4^\circ$ gegen die Lotrechte und der Neigung der Tragbögen von $\beta = 17,0^\circ$ resultieren zusätzliche Horizontalkräfte im Kuppelzugring. Die erheblichen Lasten aus den Zwickeldecken führen wiederum zu horizontalen Druckkräften im Kuppelring. Mit der Wahl der

Neigung der Eckstützen und Tragbögen war es möglich, den gesamten Horizontalschub auf einen Zugring in den Zwickeldecken und einen Zugring in der Kellerdecke so aufzuteilen, dass der größere Anteil des Schubes in die wesentlich dickere Kellerdecke abgeleitet wird. Die Umlenkung der Meridiankräfte N_ϕ und der Gratkräfte ruft im oberen Zugring eine Zugkraft von 800 kN hervor.

Hinzu kommt noch eine Zugkraft aus der Trägerwirkung der Kuppel von Grat zu Grat. Deren Maximum liegt in der Schalensektormitte, d. h. zwischen zwei Graten, und beträgt unter symmetrischen Lasten 760 kN. Die Zwickeldecke wirkt hinsichtlich der Aufnahme der Zugringkräfte als ein auf Biegung mit Längskraft beanspruchter, geschlossener Rahmen mit veränderlicher Steifigkeit. In Anbetracht der Größe der Deckenflächen, die sich an der Aufnahme der bis zu 1,65 MN großen Schnittkräfte beteiligen, ergaben sich lediglich maximale Zugspannungen von $\sigma_b = 1,17 \text{ N/mm}^2$.

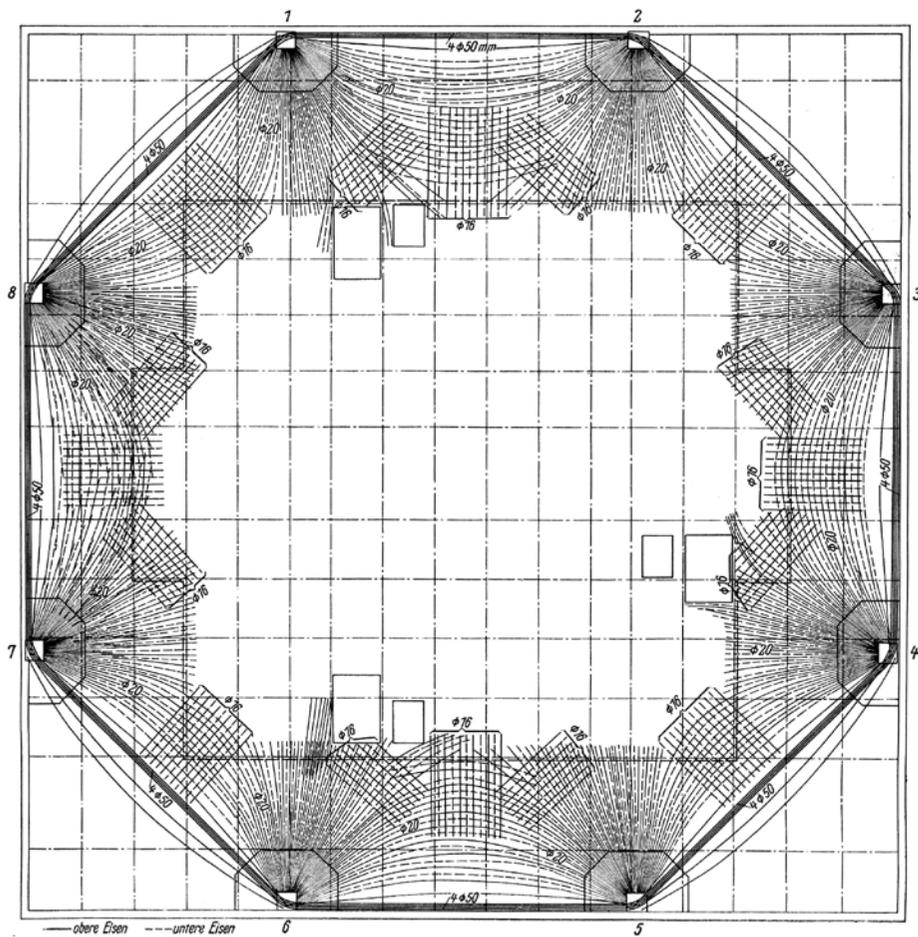
Die Bewehrung der Zwickeldecke ist den Hauptspannungsrichtungen angepasst und in jedem Querschnitt so auf die Platte und die Unterzüge verteilt, dass sie an keiner Stelle mit mehr als 120 N/mm^2 beansprucht wird. Zusammen mit der Biegebewehrung ergab sich eine in beiden Richtungen sorgfältig bewehrte Deckenfläche. Die Abtragung der Windkräfte erfolgt durch die in tangentialer Richtung biegesteif ausgebildeten Eck-



stützen. Zudem tragen auch die Tragbögen Windkräfte in ihrer Bogenebene ab.

*Außerhalb der Fahrstraßen als Pilzdecke ausgeführte Kellerdecke
(Foto: Jürgen Stritzke)*

Die **Kellerdecke** wurde im Hinblick auf die Erzielung einer großen lichten Kellergeschosshöhe als Pilzdecke ausgeführt. Zu deren Beanspruchung aus Eigen- und Verkehrslasten kommen noch Horizontalkräfte aus dem Bogenschub der Tragbögen hinzu, die gleichfalls radial gerichteten Zug hervorrufen. An den acht Fußpunkten der über der Kellerdecke vereinigten Eckstützen und Tragbögen wirken jeweils eine Vertikalkomponente von 5 MN und eine Horizontalkraft von 2,15 MN. Die acht radial an-



*Kreuzweise Bewehrung
der Kellerdecken mit
zusätzlichem Zugring
aus 4 Ø 50, aus [24]*

greifenden Horizontalkräfte sind in der Kellerdecke von einem Zugring aufzunehmen, damit die Fundamente im Hinblick auf den unsicheren Baugrund nur lotrechte Lasten erhalten. Aus diesem Grund mussten auch die acht Grundplatten der Eckstüt-

zen auf Pfählen gegründet werden. Die Stützen der Kellerdecke sind flach gegründet. Im Bereich der drei Fahrstraßen, die den Keller durchziehen, musste der Stützenregelabstand von 4,50 bis 5,00 m auf 7,50 m bzw. 10,50 m vergrößert und die Deckenplatte durch Unterzüge verstärkt werden.

Die Kellerdecke erhielt eine kreuzweise Bewehrung. In den Randbereichen besteht diese aus $\varnothing 20$ mm und deren Verlauf ist den Spannungstrajektorien angepasst. In dem durch die Durchstoßpunkte der Eckstützen einbeschriebenen Achteck der Decke wirkt in deren Mitte eine Zugkraft von 85 kN/m, die einer Betonzugspannung von etwa $0,4 \text{ N/mm}^2$ entspricht. Zu den Eckpunkten hin steigen die Zugkräfte an und die Spannungen erreichen einen Wert von $1,3 \text{ N/mm}^2$. Das erforderte eine Vergrößerung der Plattendicke in den Bereichen der Eckstützen durch die Ausbildung von Vouten. In Abhängigkeit von der Größe und dem Verlauf dieser Zugkräfte wurde die Kellerdecke bewehrt.

Da in der Decke Rissbildungen durch ungleichmäßiges Setzen der Kellerstützenfundamente zu befürchten waren, wurden auf Vorschlag des externen Gutachters und Beraters, Prof. Dr.-Ing. Willy Gehler von der TH Dresden, in der Kellerdecke vier $\varnothing 50$ mm Siliziumstahl mit einer höheren Elastizitätsgrenze als zusätzlicher Zugring angeordnet. Im Achteck um die Eckstützen herum verlegt, wären sie in der Lage gewesen, nach entsprechender Rissbildung den gesamten Horizontalschub aufzu-

nehmen. Die befürchteten Rissbildungen blieben allerdings nach dem Ausrüsten der erhärteten Decke aus, so dass der Horizontalschub allein vom Betonquerschnitt aufgenommen wird und der zusätzliche Zugring nahezu keine Horizontalkräfte erhält.

Die in die Kuppelscheitel eingebundenen achteckigen **Laternen** mit jeweils 28 m Durchmesser und die 3 m hohen, den gesamten Komplex umlaufenden Fensterbänder dienen der Belichtung der Halle. Ergänzt werden sie von Oberlichtern in den Zwickeldecken und über einem 5,28 m breiten Zwischenbau. Die Laternen sorgen außerdem für eine ausreichende Belüftung und wurden als Rippenkuppeln ausgebildet. Sie bestehen aus 16 Stahlbetonrippen, die vom oberen Kuppelrand bis zum Laternenscheitel spannen, wo sie sich gegeneinander abstützen. Aus gestalterischen Gründen wurden bis zu 4 m hohe Rippenquerschnitte gewählt. Zusammen mit drei Ringträgern bilden sie einen Trägerrost. Der mittlere und obere Ringträger sind 1,75 m bzw. 2,25 m hoch, 10 cm breit, mit Nocken für die Auflagerung des Glasdaches versehen und verhindern gleichzeitig das Biegedrillknicken der schlanken Meridianrippen. Der Durchmesser des Oberlichtes beträgt in Richtung der Rippen gemessen 30,40 m. Die Größe der Laterne, die Schlankheit der Rippen und der Ringträger führen zu einer ausgezeichneten, gleichmäßigen und natürlichen Belichtung der Halle. Um auch bei Schneebedeckung des Glasdaches einen ausreichenden Lichteinfall zu gewährleisten, wurde der

untere Ringträger als 2 m hoher Vierendeelträger mit Glasfenstern ausgebildet.

Da nur zwei Kuppeln errichtet wurden, musste an der Südseite der Halle an Stelle des Abfangträgers eine Außenwand mit einem Fensterband angeordnet werden.

Bauausführung

Zum Betonieren der Kuppel wurde ein rund 30 m hohes hölzernes Kuppelgerüst, das aus einem Unter- und Obergerüst bestand, auf der bereits betonierten Kellerdecke aufgestellt. Das Untergerüst

*Untersicht der Laterne
der Nordkuppel
(Foto: Jürgen Stritzke)*



war in Ständerbauweise ausgebildet. Das darauf aufgebaute Obergerüst, ein Strebengerüst, war zwecks eines leichteren Ausrüstens durch Absenken mit 160 Spindeln ausgestattet. Unmittelbar über den Jochen des Untergerüsts standen die radialen Streben. Die Ständer bestanden aus Rundholzpfosten \varnothing 36 cm bzw. \varnothing 34 cm, während das Obergerüst aus Schnittholz gezimmert wurde. Mit Zangen und Auskreuzungen waren die einzelnen Lehrgerüstjoche paarweise zu radial angeordneten Tragwänden zusammengefasst. Die Grate und Rippen wurden jeweils durch eine doppelte Tragwand unterstützt. Von Tragwand zu Tragwand spannten bewehrte Pfetten, auf denen zur Unterstützung der Schalung die Kranzhölzer verlegt waren. Für die Herstellung der Laternen wurde ein gesondertes Lehrgerüst errichtet. Das Lehrgerüst eines Tragbogens bestand ebenfalls aus einem Untergerüst und einem mittels Spindeln absenkbaaren Obergerüst.

Die Kellerdecke wurde zur einen Hälfte durch die Firma Dyckerhoff & Widmann AG und zur anderen Hälfte durch das Leipziger Bauunternehmen Rudolf Wolle betoniert. Über einen zentral angeordneten Aufzug konnte der Beton für die Kuppelschalen, Grate und Rippen nach oben befördert und über Rinnen vom Scheitel aus zu den Einbaustellen verteilt werden. Bis zu einer Neigung von ca. 50 ° erfolgte das Betonieren mittels einer Konterschabung, die für einen rationellen Bauablauf und zur Kostenminimierung als Wanderschabung ausgebildet war.

Das Ausrüsten der ersten Kuppel verlief in ca. drei Stunden ohne Schwierigkeiten. Eine Scheitelsenkung von 3,6 mm stellte sich sofort ein. Hinzu kamen innerhalb der nächsten 24 Stunden noch 1,2 mm, die man zum größten Teil auf Setzungen der Fundamente zurückführte. Die gemessenen Werte waren geringer als die zuvor berechneten, allerdings waren die acht Tragbögen schon früher ausgerüstet worden. Das übliche Rückfedern des hölzernen Lehrgerüsts konnte auch hier beobachtet werden.

Als Dachhaut kamen Eternitschieferplatten zur Ausführung. Zur Vermeidung von Schweißwasserbildung und zur Erzielung möglichst niedriger Heizkosten wurden sowohl die Kuppeln als auch die Zwickeldecken mit 50 mm dicken Korkplatten bzw. Korksteinplatten gedämmt. Diese wurden auf den Schalen in Mörtel verlegt und mit Latten und einbetonierten Schraubenbolzen gegen Abrutschen gesichert.

Auch die nach außen hin abgesetzten Grate waren auf diese Weise isoliert worden, um so eine unterschiedliche Erwärmung bzw. Abkühlung der Kuppelschalen und Grate auszuschließen, deren Folge Biegebeanspruchungen in den Kuppeln gewesen wären.

Die hohen Kosten für Rüstung und Schalung sowie der fehlende Bedarf an ähnlich großen Kuppelkonstruktionen führten später lediglich zu Einzelanwendungen dieser Schalenbauweise.

Blick auf die eingerüstete Südkuppel
(Foto: Stadtgeschichtliches Museum Leipzig)



Instandsetzungen

Kriegsbedingte Bombeneinschläge in der Ostfassade der Nordhalle und andere Einwirkungen hatten über Jahrzehnte hinweg ihre Spuren hinterlassen. So wurden um 1946 provisorische Reparaturen an der Nordkuppel, in den Jahren 1952 bis 1954 Reparaturen an der Dachhaut der Südkuppel und von 1970 bis 1974 weitere Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich.

Bei einer 1984 durchgeführten Bauzustandsermittlung wurden erhebliche Korrosionsschäden im Bereich der Laternen infolge der Beschädigung der Dacheindeckungen festgestellt, [28]. Am stärksten von Bewehrungskorrosion angegriffen war der untere Ringträger. Darüber hinaus wiesen auch die Fensterträger im Bereich der Zwickeldecken, die Stützen und die Unterzüge erhebliche Beschädigungen auf. An den Graten konnten keine Schäden ermittelt werden und auch die Tragbögen waren ohne sichtbare Korrosion. Die gemessenen Karbonatisierungstiefen von 1,5 bis 9,0 cm führten zu dem Schluss, dass das unter Denkmalschutz stehende Bauwerk nur bei sofortiger Instandsetzung erhalten werden kann.

An der Südkuppel begann man noch 1984 mit den wichtigsten Instandsetzungsarbeiten, die sich bis 1991 erstreckten. So wurden die Schalen und Grate von innen mit Kunststoffmörtel und Spritzbeton behandelt. Diese Arbeiten waren am auf-

wendigsten, denn eigens hierfür musste unter Sperrung eines Großteils der Markthalle ein Gerüst aufgestellt werden, das eine Grundrissfläche von 900 m² in Anspruch nahm. Die Kellerdecke und die Zwickeldecken mussten torkretiert werden. Im Rahmen einer durchgeführten experimentellen Erprobung der Trag- und Nutzungsfähigkeit konnte für die instandgesetzte Kellerdecke eine zulässige Verkehrslast von 10 kN/m² einschließlich des Betriebes von Gabelstaplern mit einer Gesamtmasse bis 3,5 t bestätigt werden, [29]. Auf den Flachdachbereichen wurde ein Aufbeton aufgebracht. Weiterhin erfolgte die Erneuerung der umlaufenden Wandverglasung mit doppeltem Drahtglas. Nach Auftragen von Spritzbeton und der Erneuerung des Dachaufbaus erhielt die Kuppel eine neue Dachhaut aus Aluminiumfalzblechen. Brandlastermittlungsversuche und ein Innenanstrich der Kuppel schlossen sich an.

Ab dem Frühjahr 1991 wurden die Spritzbeton- und Dachklempnerarbeiten zu Ende geführt, [30]. Der auf der Hälfte der Flachdachfläche aufgebrachte Aufbeton erwies sich zusammen mit dem gewählten Dachaufbau für die filigrane Deckenkonstruktion als viel zu schwer und musste daher zurückgebaut werden. Als neuer Dachaufbau wurden eine Ausgleichsschüttung, darauf eine Gefälledämmung aus Polystyrolschaumplatten und eine Schwarzdachabdichtung gewählt. An Stelle des alten stählernen Satteldaches über dem Zwischenbau kam eine isolierverglaste Aluminiumkonstruk-

tion mit Stahlkern zum Einsatz. Die Profile sind dem Originalzustand weitestgehend angepasst worden. Die ursprüngliche Stahlunterhangdecke wurde mit dem Einsatz von Drahtglas überflüssig. Im Oktober 1992 waren die Arbeiten abgeschlossen und die Südhalle konnte wieder für Händler und Aussteller geöffnet werden.

An der Nordkuppel konnte nunmehr mit den Instandsetzungsarbeiten begonnen werden, zumal der darunterliegende Hallenteil am 1.12.1992 gesperrt werden musste. Nach dem Abtragen der alten Dachhaut stellten sich erhebliche Schäden infolge von Undichtigkeiten und einer fehlenden Hinterlüftung der Dachhaut heraus. Der Dachaufbau bestand aus einem bituminösen Anstrich der Betonoberfläche, einer auf einer Holzunterkonstruktion verlegten Glasfasermatte als Dämmung und einer Abdeckung mit Pappschindeln auf der Schale bzw. mit den alten hellen Schindeln auf den Graten.

Im Kuppelfußbereich trat nach dem Hochdruckwasserstrahlen ein sehr grobkörniges Betongefüge zu Tage, da seinerzeit der eingebrachte Frischbeton lediglich durch Stochern verdichtet worden war. Hier musste sogar unter nicht abgeplatzten Flächen eine erhebliche Bewehrungskorrosion festgestellt werden. Die Ursache lag in der zu geringen Betondeckung, die sich auf Grund des hohen Frischbetondruckes und unzureichender Abstandhalter eingestellt hatte. Bis zu einer Höhe von 6 m war es

erforderlich, die Bewehrung im Kuppelfußbereich mit Hochdruckwasserstrahlverfahren freizulegen. Zur Verstärkung der hochbelasteten Grate wurde eine Zusatzbewehrung in den Spritzbeton eingebettet und zum Schutz mit einer 4,0 cm dicken Betondeckung versehen.

Die Laterne wies ebenfalls Risse in den Graten und Ringträgern auf. Die Bewehrung wurde freigelegt, sandgestrahlt und mit Spritzbeton überdeckt. Zur Herstellung der Dampfdichtigkeit wurden die Grate und Ringträger anschließend mit einem weißen Acrylharzanstrich versehen. Zur Instandsetzung der Laterne musste im Scheitel der elliptisch geformten Kuppel ein entsprechend abgetrepptes Gerüst aufgestellt werden. Das 32,5 m hohe Gerüst mit Aufzug und Leitgang hatte eine Grundfläche von 30,0 × 30,0 m. Um die Kellerdecke nicht zu belasten, war der Aufzug bis in das Kellergeschoss durchgestellt. Von Silos aus, die vor der Großmarkthalle aufgestellt waren und der Lagerung der trockenen Baustoffe dienten, wurde das Mischgut im sogenannten Trockenspritzverfahren mittels Druckluft in einem über 100 m langen Schlauch bis zur Laterne an jede Einbaustelle gebracht und dort unter Wasserzusatz verspritzt.

Erheblich geschädigt waren auch die Zwickeldecken, so dass angebrachte Fangnetze den Schutz vor herabfallenden Betonteilen zur Aufrechterhaltung des Marktbetriebes bis zur Freigabe der Südhalle gewährleisten mussten. Nach dem Entfernen

des in den 1980er Jahren aufgetragenen Aufbetons zeigten sich durchgehende Risse, die verpresst wurden. Die notwendige Verstärkung der Unterzüge realisierte man durch eine Zulagebewehrung und Einsatz von Spritzbeton.

Die Eindeckung der Nordkuppel erfolgte unter Berücksichtigung der bereits fertiggestellten Dachhaut der Südkuppel und eines einheitlichen Erscheinungsbildes mit 60 cm breiten Aluminiumpaneelen. Horizontale Stufen, wie sie bei einer Falzeindeckung nötig sind, entfallen hier. Die Paneele sind auf einer stählernen aufgeständerten und höhenverstellbaren Unterkonstruktion aufgeschraubt, die wiederum mit 60 mm tief in der Stahlbetonschale eingelassenen Edelstahlnägeln befestigt ist. Der untere Dachaufbau besteht aus einer selbstklebenden Dampfsperre und einer 12 cm dicken Kerndämmplatte mit einer dampfdiffusionsoffenen PE-Folie. Die bisher fehlende Hinterlüftung der Dachhaut wird durch entsprechende Luftaustritte gewährleistet. Der Aufbau der Dacheindeckung der Zwickeldecken erfolgte nach Abschluss der Kuppelindeckung analog der der Südkuppel.

Die Beschädigung der Nordhalle im Zweiten Weltkrieg war Anlass für eine nähere Untersuchung der Kellerdecke. Vermutlich flog eine Bombe auf der Ostseite durch die Wandverglasung und durchschlug in den Achsen 19 bis 21 im Bereich der Stützen des Zwischenbaus die Kellerdecke. Der Ersatz

der zerstörten Pilzdecke durch eine Plattenbalkendecke ist heute noch sichtbar. Im Hinblick auf die Funktion der Kellerdecke als Zugring musste ihre Tragfähigkeit in diesem Bereich experimentell erprobt werden, [30]. Die im März 1993 durchgeführten Probelastungen, Schallemissionsanalysen und radiographischen Untersuchungen erbrachten das Ergebnis, dass der Zugring vollständig erhalten und die vorgegebene Verkehrslast von 11,7 kN/m² auf der Fahrstraße sowie 10,0 kN/m² auf den Deckenfeldern einschließlich des Betriebes von Gabelstaplern mit einer Gesamtmasse bis 3,5 t unter Einhaltung der geforderten Sicherheit zulässig ist. Im Rahmen dieser Untersuchungen fanden auch Baustoffbeprobungen statt, die bei der Originaldecke Betonfestigkeitsklassen nach DIN1045 von B10 (C8/10 nach DIN1045-1) bis B25 (C30/37) erbrachten sowie bei der Plattenbalkendecke einen B35 (C30/37). Die gemessenen Zugfestigkeiten des Betonstahls schwankten zwischen 282 bis 382 N/mm².

Schlussbemerkung

Die Broschüre [18] enthält über die hier wiedergegebenen Fakten weitergehende Darlegungen über Franz Dischinger und den frühen Schalenbau von Roland May, einen Beitrag von Peter Leonhardt über Hubert Ritter und die Planung der Leipziger Großmarkthalle und Ausführungen von Werner Lorenz zu Traditionslinien von Markthallen sowie Kuppeln und Gewölbe.

Literatur

- [1] Schmidt, A.; Curbach, M.: Historische Betrachtungen zur Formoptimierung von Stützen. In: Krawtschuk, A.; Zimmermann, T.; Strauss, A. (Hrsg.): Werkstoffe und Konstruktionen – Innovative Ansätze 2013, Festschrift zu Ehren von o.Univ.-Prof. DI Dr.techn. Dr. phil. Dr.-Ing.e.h. Konrad Bergmeister, MSc., Ernst & Sohn, 2013, 19–26
- [2] Curbach, M.; Hänseroth, T.; Hensel, F.; Scheerer, S.; Steinbock, O.: Genius and Nazi? Willy Gehler (1876–1953) – A German Civil Engineer and Professor between Technical Excellence and Political Entanglements in the 20th century. In: Bowen, B.; Friedman, D.; Leslie, T.; Ochsendorf, J. (Eds.): Proceedings of 5th International Congress on Construction History ICCH5, 3.–7.6.2015 in Chicago (USA), 1 p. (abstract; full paper on USB stick: pp. 549–568)
- [3] Curbach, M.: Brücken für Europa – Die Brücken auf den Euro-Scheinen und ihre möglichen Vorbilder. In: Stritzke, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 15. Dresdner Brückenbausymposium, 15.3.2005 an der TU Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2005, 157–176
- [4] Curbach, M.: Sieben Brücken – Bridges for Europe. In: Curbach, M. (Hrsg.): Marginalien, 1. Schrift, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2015
- [5] Schinkel, E.: Das Alte Schiffshebewerk Niederfinow. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 1, 3. Aufl., Berlin, 2015
- [6] Beyer, P.; Stritzke, J.: Die Göltzschtalbrücke. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 2, 2. Aufl., 2011
- [7] Andrä, H.-P.; Bögle, A.; Knippers, J.; Schlaich, J.: Der Fernsehturm Stuttgart. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 3, 3. Aufl., 2012
- [8] Neß, W.; Onnen, C.; Peters, D. J.: Die Schwebefähre Osten-Hemmoor. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 4, 2. Aufl., 2012
- [9] Custodis, P.-G.: Die Sayner Hütte. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 5, 2. Aufl., 2011
- [10] Schwinn, K. H.; Klingebiel-Scherf, S.: Das Himbächel-Viadukt der Hessischen Odenwaldbahn. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 6, 2012
- [11] Neß, W.; Onnen, C.; Peters, D. J.: Der Leuchtturm Roter Sand. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 7, 2010

- [12] Bardua, S.: Der Alte Elbtunnel Hamburg. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 8, 2. Aufl., 2011
- [13] Lorenz, W.; Kaiser, C.: Die Fleischbrücke Nürnberg. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 9, 2011
- [14] Blau, T.: Der Flughafen Berlin-Tempelhof. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 10, 2. erw. u. überarb. Aufl. 2015
- [15] Holzer, S. M.: Die König-Ludwig-Brücke Kempten. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 11, 2012
- [16] Kierdorf, A.: Das Pumpwerk Alte Emscher Duisburg. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 12, 2013
- [17] Thiesen, E.: Die Rendsburger Hochbrücke mit Schwebefähre. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 13, 2013
- [18] Lorenz, W.; May, R.; Stritzke, J.: Die Großmarkthalle Leipzig. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 14, 2013
- [19] Lorenz, W.: Das Neue Museum Berlin. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 15, 2014
- [20] Holzer, S. M.: Die Sauschwänzlebahn im Schwarzwald. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 16, 2015
- [21] Bardua, S.: Das Pretziener Wehr an der Elbe. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 17, 2015
- [22] Slotta, D.: Der Förderturm Camphausen IV. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 18, 2016
- [23] Stritzke, J.: Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst – Zeugen von Mut, Ideen und technischer Innovationskraft. In: Gebekken, N. et al. (Hrsg.): Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau 12/4, Universität der Bundeswehr München, 2012, 145–153
- [24] Dischinger, F.; Rüscher, H.: Die Großmarkthalle in Leipzig, ein neues Kuppelsystem, zusammengesetzt aus Zeiss-Dywidag-Schalengewölben. Beton und Eisen 28 (1929) 18/19/23/24, 325–329/341–346/422–429/437–442
- [25] Remmele, M.: Die Großmarkthalle Leipzig von Hubert Ritter und Franz Dischinger (1927–1929). Der Architekt (1989) 6, 324
- [26] Dischinger, F.: Schalen und Rippenkuppeln.

- In: von Emperger, F. (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. 12., 3. Aufl., Berlin: Ernst & Sohn, 1928, 151–371
- [27] Dischinger, F.: Die Theorie der Vieleckkuppeln und die Zusammenhänge mit den einbeschriebenen Rotationsschalen. Diss., TH Dresden, 1929
- [28] Lange, H.: Bauzustandsermittlung der Stahlbetonkonstruktion der Großmarkthalle Leipzig. Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Verkehrswesen „Friedrich List“ Dresden 31 (1984) 2, 563–568
- [29] Brandl, H.; Quade, J.: Erprobung der Trag- und Nutzungsfähigkeit einer Kellerdecke – Experimentelle Erprobung nach TGL 33407/04 an der Großmarkthalle Leipzig. Bauplanung-Bautechnik 42 (1988) 10, 443–446
- [30] Fruchtbar – Rekonstruktion der Großmarkthalle in Leipzig. Bausubstanz (1993) 11/12, 18–24



*Prof. dr. ir. Habil.
Luc R. Taerwe*

*Head Department of Structural Engineering, Ghent University, Ghent, Belgium
Director Magnel Laboratory for Concrete Research*

Luc Taerwe

Self-anchored suspension bridges with prestressed concrete deck: historic examples

Introduction

Manfred and I have some common interests, among which the history of concrete structures and for this occasion I have chosen a topic in this field. On 18 February 2016, Manfred received the Sarton Medal at Ghent University as a recognition of his unique and pioneering research work on the historic aspects of concrete structures and the link with modern strengthening and renovation techniques. At that occasion he presented a lecture on “What European History, Legendary Bridges and the Design of the Euro Have in Common”, dealing with the different bridges appearing on the Euro bank notes. This paper deals with a challenging bridge type, which is not very well known: self-anchored suspension bridges with prestressed concrete deck. Some of these bridges were built in the 1950’s over a canal around the city of Ghent after

a design by Prof. Daniël Vandepitte (1922–2016). This paper is also a modest personal tribute to Prof. Vandepitte, who recently passed away at the age of 94 years and who was a brilliant teacher in structural analysis. He was a successor of Prof. Gustave Magnel (1889–1955) in the field of structural analysis and he designed several remarkable bridges in the early 1950’s before he was appointed at Ghent University.

General concept and survey of existing bridges

The principle of self-anchoring eliminates massive anchorage structures, which have to withstand large horizontal forces, and which are necessary for classical suspension bridges. Instead, the cables are secured to each end of the bridge deck, which resists the horizontal component of the cable ten-



*Fig. 1
Self-anchored prestressed suspension bridge
with a central span of
100m at Merelbeke
near Ghent*

*(Photo: collection
Department of
Structural Engineering)*

sion. Therefore, the end supports resist only the vertical component of the cable tension, an advantage where the site cannot easily accommodate external anchorages [1].

Because the stiffening girders support the cable tension, these girders must be placed before the main cable can be erected. This construction sequence, which is opposite of that of a conventional suspension bridge, limits the self-anchored form to moderate spans and suitable site conditions [1].

Vandepitte [2], [3] points out that when the concept of self-anchoring is applied to a steel bridge, a considerable amount of additional steel is required in the superstructure as compared to that of a true suspension bridge in order to enable the stiffening girders or trusses to resist the

thrust as well as the bending moments without being endangered by instability. The large thrust produced in the suspended bridge deck is, on the contrary, highly beneficial in the case of a concrete deck, for it acts as a prestressing force in the stiffening beams and helps them to withstand the bending due to live load. In the concrete case, instability is normally not a problem of any consequence, owing to the cross-section being naturally more sturdy than that of a steel suspended structure. For the same reason, a prestressed concrete suspension bridge is much stiffer than its steel counterpart and aerodynamic instability is also much more unlikely. However, most of the self-anchored suspension bridges have a steel deck, as the advantage of the absence of massive anchorage blocks apparently predominates the mentioned disadvantages.

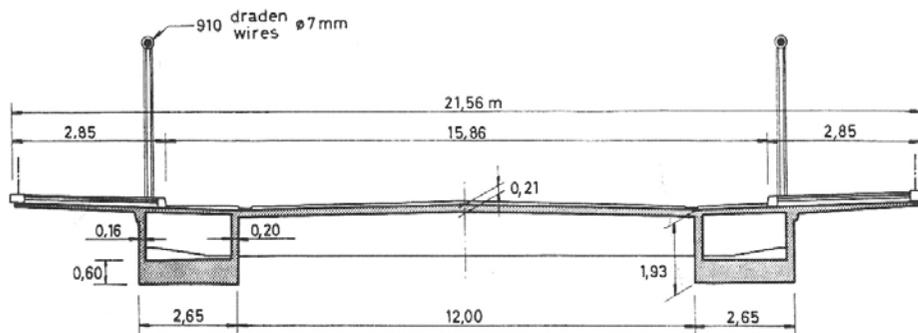


Fig. 2
Cross-section of the
bridge deck
(taken from [2])

Although the concept of was mentioned for the first time by Langer in 1859 and independently by Bender in 1867, it became common in Germany in the beginning of the 20th century only [1]. The first large scale self-anchored suspension bridge, built over the Rhine river in Köln-Deutz with a central span of 185 m, was finished in 1915. The most notable of the German self-anchored bridges was the *Mülheimer Brücke* in Cologne (1929) with a central span of 315 m, which was destroyed in 1945. In the United States, three nearly identical bridges were constructed over the Allegheny River in Pittsburgh from 1925 to 1928. In 1955, the bridge in Duisburg with a span of 230 m was completed. Completed in 1990, with a main span of 300 m, the Konohana bridge in Osaka is the first large-scale, self-anchored suspension bridge built for vehicular traffic since 1955 and points to a renewed interest in this bridge type. In addition to its self-anchoring, this bridge is the first large-scale monocable suspension bridge, with the main cable and in-

clined hangers aligned in a single vertical plane in the centre of the road way. Very similar is the Yong Jong bridge near Seoul (2001), having the same main span length and A-shaped towers. It is the first combined road and rail bridge of its type and has a sag to span ratio of 1:5 compared to 1:6 for the Konohana bridge [4]. These ratios are considerably greater than those of externally anchored suspension bridges, which typically are around 1:10. These more recent bridges show that for spans on the order of 250–400 m, three span-self-anchored suspension bridges can offer a competitive design solution, while maintaining a traditional suspension appearance [11]. The San Francisco Oakland Bay Bridge, opened for traffic in 2013, is the largest single tower self-anchored suspension bridge in the world, with a main span of 385 m.

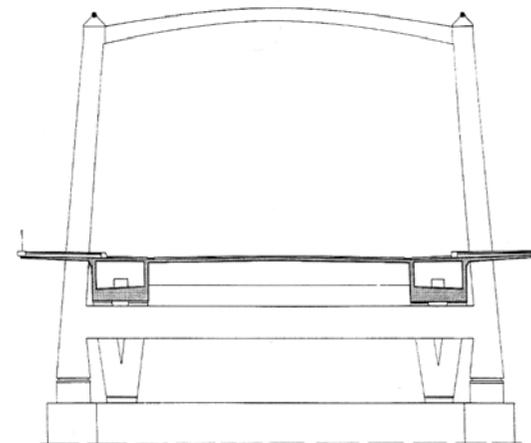


Fig. 3 Front view of a tower and cross-section of
bridge deck
(taken from [2])

All the previous examples are bridges with a steel deck. However, the self-anchored suspension bridge can also be obtained from a conventionally post-tensioned concrete bridge deck where, instead of keeping the tendons inside the concrete section, the tendons leave the girders [2], [3]. This allows to obtain significantly larger eccentricities which leads to a more economical solution in case of significant dead weight. The hangers provide the connection between the suspension cables and the bridge deck and transmit the upward forces created by the curved cables to the bridge deck.

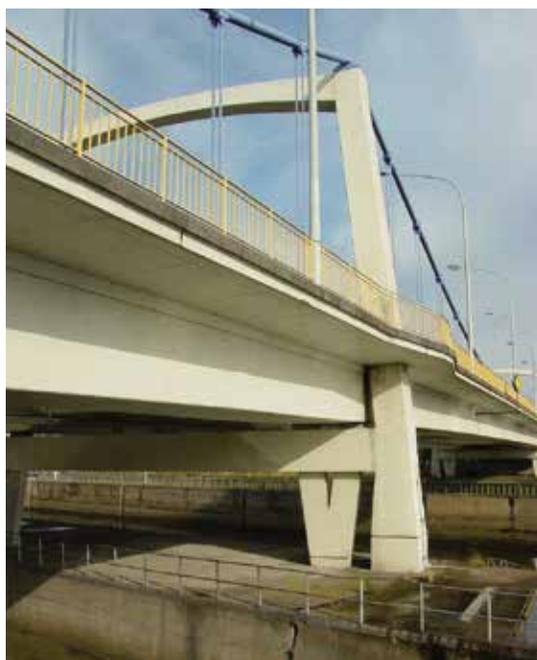


Fig. 4
Lateral view on one of the towers and V-shaped bearing walls
(Photo: Luc Taerwe)



Fig. 5
Freyssinet hinge at lower part of V-shaped bearing wall
(Photo: Luc Taerwe)

The first self-anchored suspension bridge with a concrete deck was built in 1950 at Saint-Germain-au-Mont-d'Or (France), with a main span of 57.9 m and side spans of 21.8 m, very similar to the bridge W13 which is discussed in the next section. As far as we know, Vandepitte was not aware of the existence of this bridge.

Jörg Schlaich and his partners designed several remarkable self-anchored pedestrian bridges throughout Germany, [5].

Original projects in Belgium

Vandepitte designed three self-anchored prestressed suspension bridges with a concrete deck of various spans over the ring canal around the city of Ghent between 1954 and 1964. This section mainly deals with one of these bridges.

The bridge in Merelbeke (designed as W12), shown in fig. 1, was finished in 1964 and has a

Fig. 6
Jacking up of the towers and positioning of the supporting concrete block

(Photo: collection Daniël Vandepitte)

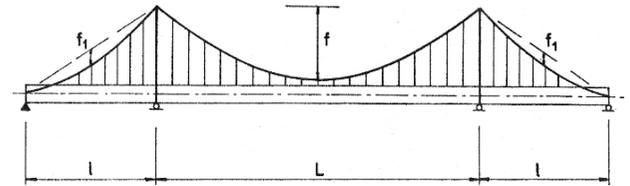


Fig. 7 Cable geometry

(taken from [8])

central span of 100 m, a total length of 192 m and the suspended structure is 21.6 m wide [2], [3], [8]. A cross-section of the bridge deck is shown in fig. 2.



Fig. 8 Scaffolding of the bridge deck and the cables

(Photo: collection Daniël Vandepitte)

Each of the main cables consists of 910 parallel galvanized steel wires 7 mm in diameter. The sag of the cables in the central span equals 9 m which corresponds to a sag to span ratio of 1/11.1, which is smaller than the ratios mentioned before for the steel bridges. The two stiffening girders are continuous box girders with a constant depth of 1.93 m which corresponds to 1/52 of the central span length. These girders are prestressed by the action exerted by the suspension cables only. There are no prestressing tendons in the suspended structure itself, which is independent of the towers. The tensioning of the cables and consequently the prestressing of the superstructure was achieved by jacking up both towers with respect to the piers, which was a quite audacious and spectacular operation.

The two cables are supported above each pier by a tower consisting of two legs, a flat arch connecting their tops, and two coupling beams connecting them underneath the roadway (fig. 3). On top of each leg, a cast iron saddle is positioned. The towers are wholly independent from the roadway structure and from the V-shaped bearings connecting the deck with the pier (fig. 4). These V-shaped bearings consist of concrete walls which have Freyssinet hinges at both ends (fig. 5). They are located in between the two coupling beams with sufficient spacing.



Fig. 9
First self-anchored
suspension bridge
(W13)

(Photo: Luc Taerwe)

The plane of the hangers and the cables almost coincides with the plane of the outer webs of the box girders. The distance between the hangers equals 5 m. At each of these locations, a transverse beam is positioned below the bridge deck (fig. 2). These transverse beams are partially prestressed, which was not a common technique at that time.

Each tower was cast 0.67 m below its final design position, before the main cables were built up, wire by wire, without any tension and were connected to the concrete structure at their ends by means of the cable bands and of the hangers. Prestressing of the superstructure was achieved by jacking up both towers (not the roadway structure) with respect to the piers. Hydraulic jacks placed under the tower legs were used for that purpose (fig. 6). The jacking forced the cables to elongate and hence tensioned them, and it simultaneously

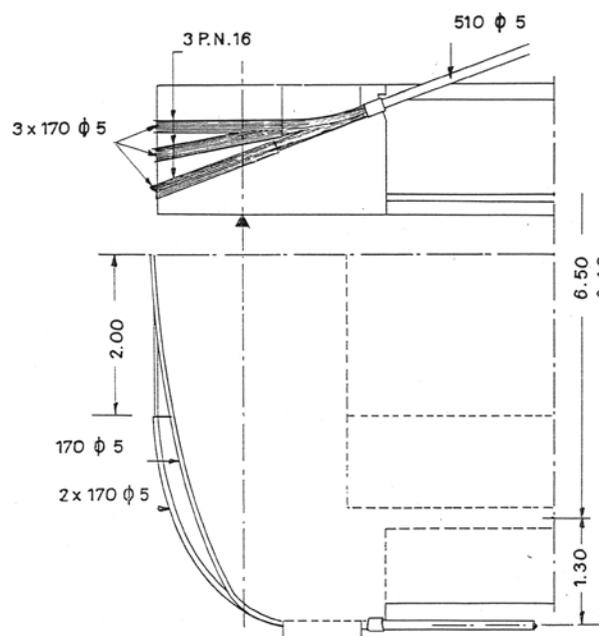


Fig. 10
Deviation of the continuous
cable at one of
the ends of the bridge
deck: lateral and plan
view (bridge W13)

(taken from [7])

Fig. 11
Bridge W16 at Mariakerke
(Photo: Luc Taerwe)



produced a total prestressing force of 43.9 MN in the longitudinal girders, for which a lifting force per tower leg of 17.5 MN was needed.

In fig. 6, the positioning of the final supporting block is also shown. The top surface of this block is slightly

rounded and serves as the lower part of the Freyssinet hinge located at the bottom of the tower leg (slightly visible in fig. 4). The mortar layer between the top part of the concrete block and the bottom part of the leg measures 135 cm by 38 cm. The locally wider part at the bottom of the tower legs, which was necessary

to position the jacks, was removed after the jacking operation.

At the abutments, the horizontal component of the cable force is transmitted to the longitudinal girders as prestressing force, but its vertical component also needs to be resisted. This is achieved by fixing a concrete box filled with sand, below the transverse end beams.

The sags f and f_l of the parabolic cables in the central span and lateral spans respectively were chosen such that $f/L^2 = f_l/l^2$ with L and l the corresponding span lengths (fig. 7). This means that the upward force per unit length exerted by the cable on the bridge deck is constant over the full length of the bridge. As this load was chosen to be initially 19 % higher than the dead weight of the bridge deck, upward reaction forces occur at the bridge piers under certain loading arrangements. Hence, the V-shaped bearings, mentioned before, were post-tensioned vertically to compensate the tensile force created by the negative support reaction.

The effect of the increase in tendon force ΔP in a regular prestressed concrete beam due to the deflection generated by live load is generally neglected. However, in the case of a self-anchored suspension bridge, where the cable has a large eccentricity, this beneficial effect is not negligible. Denoting by f the cable sag, the additional moment generated by the cable force increase ΔP equals

$-f \cdot \Delta P$ which reduces the positive beam moment due to live load. For the bridge W12 under consideration, the reduction of the bending moment at mid-span due to the full live load is 9.6 %. For other cable and bridge geometries, this reduction can be substantially higher.

The concrete bridge deck was cast on scaffolding over its full length (fig. 8), which was obvious giving the particular situation that the canal to be bridged was not yet dug at the time of construction. As this situation is not common, this bridge type has not been widely used. Moreover, in the 1960's cable stayed bridges came into use, which turned out to be more efficient in construction.

*Fig. 12
Lower part of one of
the piers of bridge W16
(Photo: Luc Taerwe)*





Fig. 13 Xiaolongwan Bridge in Nanjing (P.R. China)

(Photo provided by Zhao Liu)

The bridge W12, discussed so far was the third one in a series of three. The first bridge of this type (designated as W13) that was built over the ring canal in 1954–1955, had smaller spans: a central span of 56 m only and two lateral spans of 18 m. In the lateral spans no hangers are present and the cables are straight (fig. 9). This and the following bridge have in fact one continuous cable, which loops around the bridge deck at its ends (fig. 10). For this purpose, the cable is locally splayed out in three parts and deviated in the vertical plane by means of a concrete deviation saddle. As the friction between the curved cable parts and the bridge deck was released

shock wise during the tensioning operation, causing unexpected loud bangs, two separate cables were applied in the third bridge W12.

The second bridge in the series (designated as W16), which was finished in 1958, is located in Mariakerke and has a central span of 100 m and lateral spans of 40 m (instead of 46 m for the bridge W12). In fig. 11 it can be noticed that the hangers are anchored in the ends of the transverse beams, which protrude from the bridge deck. This is not the case for bridge W12 (fig. 1) where the lateral view shows a continuous box girder, which is aesthetically more pleasing. Fig. 12 shows the lower part of one of the bridge piers where the lower flange of the I-shaped stiffening girder can be noticed. Below the legs of the towers, steel hinges are provided and the steel rods which are visible besides the vertical wall supports have to resist the upward reaction force, while the walls resist the downward reaction force. As mentioned before, in bridge W12 the post-tensioned wall supports can resist both positive and negative reaction forces.

Applications in China

According to personal contacts, many self-anchored suspension bridges with prestressed concrete deck have been built in China. The first one is Jinwan Bridge in Dalian (2002), with a total length of 198 m and the length of the main bridge being 24 + 60 + 24 m.

Recently, the attention of the author was drawn to the Xiaolongwan Bridge (2013) in Nanjing, shown in fig. 13, which is of the same type and has with 44 + 96 + 44 m similar span lengths as the bridge W12 in Merelbeke. However, in this case the cables were stressed by tensioning the hangers, as was performed at San Francisco's Oakland Bay Bridge, in combination with a stepwise pushing up of the saddles [5].

References

- [1] Ochsendorf, J.; Billington, D.: Self-anchored suspension bridges. *ASCE Journal of Bridge Engineering* 4 (1999) 3, 151–156
- [2] Vandepitte, D.: Self-anchored prestressed concrete suspension bridges with parabolic cables. In: *Laboratorio Nacional de Engenhariaia. Proc. of Symposium on suspension bridges*, Nov. 1966 in Lisbon (Portugal), paper no. 38, 8 p.
- [3] Vandepitte, D.: Le pont suspendu à poutres de rigidité en béton précontraintes par les câbles porteurs. *Annales des Travaux Publics de Belgique* (1955) 5, 3–28
- [4] Gil, H.; Cho, C.: Yong Jong Grand Suspension Bridge in Korea. *Structural Engineering International* (1998) 2, 97–98
- [5] Holgate, A.: *The Art of Structural Engineering – The Work of Jörg Schlaich and His Team*. Edition Axel Menges, 1997
- [6] Zhuo, W.; Liu, Z.: Key techniques of main cable installation of Nanjing Xiaolongwan self-anchored suspension bridge. *Structural Engineers* 30 (2014) 5
- [7] Vandepitte, D.: Hangbruggen van voorgespannen beton. *De Ingenieur* (1959) 13, 29–39
- [8] Vandepitte, D.: De hangbrug van voorgespannen beton W12. *Cement XVII* (1965) 7, 436–441

Teil III
Institut für Massivbau



Dr.-Ing. Silke Scheerer

*Oberingenieurin am
Institut für Massivbau,
TU Dresden*

Silke Scheerer (Text) · Ulrich van Stipriaan (Fotos)

Massivbau an der TU Dresden gestern und heute

Die Anfänge der Technischen Universität und der Bauingenieurausbildung in Dresden

Am Anfang war ein Urlaub – so zumindest nennt Reiner Pommerin [1] die Dienstreise von Wilhelm Ernst August von Schlieben im Jahre 1822, von der von Schlieben u. a. die Idee eines Polytechnischen Instituts für Sachsen mitbrachte. Von Schlieben war vor fast 200 Jahren Direktor der Sächsischen Finanzplankammer und Kameralvermessungs-Anstalt und reiste mit Genehmigung des damaligen sächsischen Königs Friedrich August I. nach Hessen, Baden und Württemberg, Bayern und Österreich, um sich in seinem Verantwortungsbereich weiterzubilden und dortige Entwicklungen zu studieren. Dazu gehörten auch Besuche verschiedener Lehr- und Bildungsanstalten, darunter die Industrie- und Gewerbeschule in Frankfurt am Main und die polytechnischen An-

stalten in Wien, München und Prag. Von Schlieben ist besonders begeistert von der 1815 eröffneten polytechnischen Anstalt in Wien und unterbreitet in einem Schreiben an den sächsischen König vom Oktober 1822 jenem den Vorschlag, einen Plan für eine ebensolche polytechnische Einrichtung für Sachsen zu erstellen.

Dieser Vorschlag wird begrüßt und von Schlieben erarbeitet unverzüglich einen entsprechenden Entwurf, der allerdings von der Kommerzien-Deputation und daraufhin auch zunächst vom König abgelehnt wird. Es folgt eine Zeit intensiver, kontroverser Diskussionen in den verschiedenen Gremien und Interessengruppen. Im Sommer 1824 spricht sich beispielsweise der sächsische Landtag für die Einrichtung einer polytechnischen Lehranstalt für Sachsen mit Dresden als bevorzugtem Ort für ein solches Institut aus. Wenig später positio-



*Der Beyer-Bau von der
George-Bähr-Straße aus
gesehen.*

*Aufnahme mit Regen-
bogen am 18.8.2010*

nieren sich u. a. die Magistrate der sächsischen Städte und Professoren der Chirurgisch-medizinischen Akademie – zunächst – dagegen. Das letzte Wort haben schließlich der Geheime Rat und der König: Sie entscheiden pro Errichtung eines Polytechnikums und am 23.8.1827 erteilt König Anton schließlich die Genehmigung für die Gründung einer technischen Bildungsanstalt.

Zum Vorsteher der Lehranstalt wird 1827 Wilhelm Gotthelf Lohrmann ernannt, der von Schlieben 1822 auf dessen Reise begleitet hatte und nach dem 1961 das Institut für geodätische Astronomie und später das Observatorium im Turm des Beyer-Baus der TU Dresden benannt wurde [2]. Am 1.5.1828 wird die technische Bildungsanstalt – die Vorläuferin der TU Dresden – mit Sitz

auf der Brühlschen Terrasse am Dresdner Elbufer feierlich eröffnet.

In den folgenden Jahrzehnten wechselten sowohl der Standort der Bildungseinrichtung als auch die Lehrinhalte stetig. Neben praktischem wurde außerdem vermehrt theoretisches Wissen gelehrt. Anfangs fand keine Ausbildung von Bauhandwerkern und Architekten an der polytechnischen Anstalt statt, doch auch dies änderte sich mit der Zeit. Ein Meilenstein in Richtung einer Bauingenieurausbildung war 1850 die Aufnahme von Fächern wie Eisenbahn- und Brückenbau in den Lehrplan der Oberen Abteilung der technischen Bildungsanstalt, welche dann 1851 in Königliche Sächsische Polytechnische Schule umbenannt wurde. Damit ging – wieder einmal – eine Umstrukturierung einher, in deren Ergebnis als Vorgängerin unserer heutigen Fakultät Bauingenieurwesen die Sektion B mit dem Schwerpunkt Bauingenieurwesen ins Leben gerufen wurde, wobei Wasser-, Straßen- und Brückenbau eingeschlossen waren. Hervorragende Ingenieure dieser Zeit sind zum Beispiel Johann Andreas Schubert, der u. a. die Göltzschtalbrücke entworfen und konstruiert hat [3], Claus Köpcke, in Dresden vor allem durch das Blaue Wunder bekannt [4], oder Otto Mohr, nach dem heute das Laboratorium des Instituts für Massivbau benannt ist.

Eine vollständige Geschichte der TU Dresden würde natürlich den Rahmen des vorliegenden Buches

sprengen. Hierfür sei vielmehr auf das Werk von Reiner Pommerin verwiesen. Ich möchte lediglich noch einige, mir interessant erscheinende Fakten erwähnen, so zum Beispiel, dass 1883 die Diplomprüfung eingeführt wurde – die sich die Dresdner Bauingenieure bis heute bewahrt haben – und dass 1890 die Königliche Sächsische Technische Hochschule (das Polytechnikum war ein weiteres Mal umbenannt worden) als eine der ersten technischen Hochschulen in Deutschland das Recht erhielt, den Titel Dr.-Ing. zu verleihen, ein wichtiger Schritt zur Gleichstellung der technischen Hochschulen mit den klassischen Universitäten. Bei Hans Wiese [5] (u. a. mit Bezug auf [6]), auf dessen Recherchen später noch öfter zurückgegriffen wird, ist zu lesen, dass als erster Promovend der Bauingenieurabteilung K. E. Johannes Thieme 1902 erfolgreich promoviert wurde (Titel der Arbeit lt. [6]: *Ueber den Einfluss der Gelenke auf den Materialverbrauch in den Gurtungen flusseiserner Bogenbrücken, untersucht an dem Sonderfall des durch einen Parallelträger versteiften Parabelbogens*). Der erste Dokortitel für eine Arbeit zum Eisenbetonbau wurde dann 1910 J. Kurt Eifler verliehen (Thema: *Über die Eisenarmierung kreisrunder Betonplatten*, verteidigt im Juli 1910, wie auch schon Thieme unter den Professoren Mehrtens und Foerster).

Im Sommersemester 1900 studierten an der Ingenieurabteilung die zweitmeisten der Dresdner Studenten, davon war in einigen Fächern wie Brücken- und Tunnelbau teilweise die Hälfte aus dem Ausland stammend. So hoch ist der Anteil an aus-



*Beyer-Bau
Eingangsbereich
George-Bähr-Straße*

ländischen Studenten heute zwar nicht, dennoch trägt die Fakultät Bauingenieurwesen mit dem englischsprachigen Masterstudiengang ACCESS nicht unerheblich zur Internationalisierung der TU Dresden bei.

Und noch ein letzter Punkt. Dass Frauen zu gleichen Bedingungen wie Männer studieren können,

war bekanntlich nicht immer so. Pommerin führt aus, dass 1905 die Technische Hochschule München die erste technische Hochschule in Deutschland war, die weibliche Studierende zugelassen hat, Dresden folgte diesem Vorbild als zweite TH in Deutschland zwei Jahre später, s. z. B. [7]. Ein Hintertürchen blieb offen – Hochschullehrer durften Studentinnen von einer bestimmten Veranstaltung

ausschließen – aber auch das gehört heute in unserem Land glücklicherweise der Vergangenheit an.

1961 wurde die Technische Hochschule Dresden in eine Technische Universität umgewandelt.

Ein neues Domizil für die Dresdner Bauingenieure

Mit den stetig wachsenden Studentenzahlen wurde um die Jahrhundertwende wieder einmal das damals „bewohnte“ Areal am und nahe des Bismarckplatzes zu klein. 1900 stellten deshalb die Stadt und der Staat das Gelände als Baugelände zur Verfügung, auf dem sich heute der Hauptcampus der TU Dresden befindet, [1]. Prof. Karl Robert Weißbach wird mit der Erstellung von Plänen für erste Gebäude betraut, Prof. Martin Dülfer setzt diese Arbeit nach Weißbachs Tod 1905 fort. Für mich besonders herausragend sind vor allem Dülfers Pläne für ein monumentales Gebäude am Fritz-Förster-Platz (damals noch Sedanplatz). Die Pläne wurden nie vollständig verwirklicht, aber der Teil, der vor dem ersten Weltkrieg fertiggestellt werden konnte – der ehemalige Westflügel und heutige Beyer-Bau –, wurde das neue Domizil der Bauingenieure und ist heute für viele das Wahrzeichen der TU Dresden.

Für mich ist der Beyer-Bau fast so etwas wie eine zweite Heimat. Seit vielen Jahren arbeite ich hier und dennoch fasziniert mich dieses Bauwerk mit seiner Monumentalität auf der einen, mit den

vielen, als steinmetzartig bearbeitete Betonfertigteile ausgeführten verspielten Ornamenten auf der anderen Seite, z. B. [8], jeden Tag neu. Der Beyer-Bau ist eines der frühesten Bauwerke in Dresden, bei dem die damals noch junge Bauweise Eisenbeton zur Anwendung kam, wobei angemerkt werden soll, dass das Gebäude erst 1953 seinen heutigen Namen erhielt [9] und vorher nach seinem Erbauer Dülfer-Bau geheißen hat. Auch stellt das realisierte Bauwerk nur einen Torso dar, wie Gurlitt [10] treffend formulierte, denn es stellt noch nicht einmal zur Hälfte des ursprünglich Geplanten dar. Der Beyer-Bau sollte vor allem repräsentativ sein, das Rektorat sollte hier einziehen, eine große Aula war ebenso geplant wie ein weiterer Gebäudeflügel parallel zur Bergstraße. Dies erklärt auch, dass dort im Gebäude, wo heute der Nebeneingang ist, eine großzügige, zweiläufige Treppe angelegt ist, viel imposanter als die am heutigen Haupteingang von der George-Bähr-Straße aus.

Das gesamte Gebäude entstand unter Berücksichtigung der Anforderungen aus der geplanten Nutzung. Lippert [11] schrieb dazu: „Dülfer [...] plante seine Bauten von innen her: Ausgehend von einem konstruktiven Gerüst ordnete er die verschiedenen Funktionen einander zu und entwickelte daraus eine Baukörpergestalt, die den Zweck des Bauwerks und seiner Teilbereiche nach außen abbildet [...]“. Zudem schreibt er in meinen Augen überaus treffend, dass das Gebäude von Dülfers „Streben nach einer aus den Funktionen des Bau-



*Beyer-Bau
Balkon mit Zierfiguren
über dem Eingang
George-Bähr-Straße*

werks hergeleiteten, malerischen Monumentalität“ geprägt ist. Gestaltbestimmend ist neben der herausragenden, nahezu festlichen Fassadengestaltung der 40 m hohe Turm, in welchen ein Refraktor für das Observatorium des Geodätischen Instituts eingebaut wurde. Aufgrund der hohen Anforderungen aus der geplanten Nutzung erforderte die Konstruktion hohes bauliches Können.

Dazu Plattenhausen [12]: „Die Bauart des Pfeilers verdient besondere Beachtung, da es wohl zum ersten Male gewagt ist, einen so hohen Beobachtungspfeiler aus Eisenbeton herzustellen.“ Der Refraktor ist separat auf einem Pfeiler im Innern des Turms gelagert, dessen Gründung bis 10 m unter die Geländeoberfläche reicht, [8], [12]. Außerdem ist der Turm vom restlichen Gebäude vollständig

entkoppelt, um die Übertragung von Erschütterungen auszuschließen.

Die Ausstattung von Räumen und Hörsälen war zur damaligen Zeit beispielhaft, auch wenn sie heute, nach teilweise mehr als einhundert Jahren Gebrauch, den einen oder anderen Mangel aufweist. Auch das Wasserbaulaboratorium – eines der ersten überhaupt –, welches im Untergeschoss des Gebäudes eingerichtet wurde, war bis vor kurzem in Betrieb. Das Gebäude wurde am 11. Oktober 1913 mit einem Festakt, bei dem u. a. der sächsische König Friedrich August III und Prinz Johann Georg anwesend waren, zur Nutzung übergeben. Der Baupreis betrug 1,8 Millionen Mark [10]. Heute, nach 103 Jahren intensivster Nutzung, liegt der Beyer-Bau verlassen da. Die schon seit Jahren geplante Sanierung soll demnächst beginnen.

Eisenbeton hält Einzug in Forschung und Lehre

Mit dem Anfang des 20. Jahrhunderts in Deutschland beginnenden Siegeszugs der Eisenbetonbauweise hielt dieser auch Einzug in die universitäre Forschung und Lehre.

Stellvertretend für alle prägenden Personen sei an dieser Stelle kurz Willy Gehler thematisiert, zu dessen Leben und Schaffen gemeinsam mit Prof. Hänseroth ein aktuell laufendes DFG-Forschungsprojekt bearbeitet wird, s. z. B. [14], aus dem wir uns tiefere

Einblicke zum einen zur Person dieses umstrittenen Hochschullehrers, zum anderen aber auch über die Rolle der Dresdner Stahlbetonpioniere zur Weiterentwicklung dieser Bauweise erhoffen.

Willy Gehler (1876–1953) ist insofern interessant, als dass seine Vita vier Epochen deutscher Geschichte vom Kaiserreich über die Weimarer Republik, die NS-Zeit bis zur DDR und somit mehr als ein halbes Jahrhundert Technik- und Wissenschaftsgeschichte umfasst [15]. Gehler war, auf Lehre und Forschung bezogen und soweit ich das beurteilen kann, eine bedeutende Persönlichkeit seiner Zeit. Er war seit 1913 Professor an der TH Dresden und Leiter der Bautechnischen Abteilung des Versuchs- und Materialprüfungsamtes [16], einer der drei damals in Deutschland existierenden Materialprüfanstalten.

Der 1907 gegründete Deutsche Ausschuss für Eisenbeton (DAfEb, ab 1941 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb) hatte sich zum Ziel gesetzt, einheitliche Vorschriften für die Ausführung von Eisenbetonbauteilen für ganz Deutschland zu erarbeiten [17]. Um gesicherte Grundlagen für diese neu zu verfassenden Normen und Richtlinien zu schaffen, vergab der DAfEb umfangreiche Forschungsaufträge vor allem an die damals existierenden Materialprüfanstalten. Folglich finden sich in den ersten einhundert Heften, die vom DAfEb/DAfStb zwischen 1909 und 1943 herausgegeben worden sind, zu zwei Dritteln Autoren der Berliner



*Beyer-Bau
Flur im Erdgeschoss,
Südseite*

und Stuttgarter Materialprüfanstalten, aber auch 19 Hefte, in denen Forschungsergebnisse aus Dresden bzw. von Dresdner Forschern publiziert worden sind [18]. Unabhängig von Verdiensten in der Forschung soll aber auch die von Thomas Hänseroth vertretene Meinung zitiert werden, der Gehler „ein aktives Kollaborationsverhältnis mit dem Nationalsozialismus“ bescheinigt, [16]. Dies lässt sich

bspw. eindeutig durch nachweislich in Dresden durchgeführte Schuss- und Brandbombenversuche belegen. Die Frage, welchen Umfang die kriegswichtige Forschung Gehlers und auch die anderer Bauingenieure der TH Dresden wirklich hatte, konnte bisher noch nicht abschließend beantwortet werden und ist ebenfalls Gegenstand des laufenden Projektes.

Besser belegt ist hingegen Gehlers Verdienst um die Erforschung von grundlegenden Beton-eigenschaften, zum Beispiel im Hinblick auf Bemessungsverfahren. Bedeutend sind die Versuche und Interpretationen zum plastischen Verhalten von Beton [19], ergänzt um die Fachdiskussionen über den Biegenachweis nach zulässigen Spannungen, der seit den ersten Eisenbeton-Bestimmungen (1904, später n-Verfahren) mit einem konstanten Verhältnis der E-Module von Stahl und Beton von $n = E_s/E_b = 15$ genormt und auch später z. B. von Mörsch (Stuttgart) propagiert worden war, gleichzeitig in der damaligen Fachwelt aber steter Diskussionsgegenstand war [20]. Nach dem Zweiten Weltkrieg wurde im Westteil Deutschlands letztlich das n-Verfahren in die Normung übernommen, bei dem eine lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton der im Gebrauchszustand zu führenden Berechnung zugrunde gelegt wurde. Im Osten Deutschlands hingegen ging man, wie in anderen europäischen Ländern auch, zum Traglastverfahren über, s. z. B. [5], welches auch Gehlers Argumentation entsprach.

Dennoch ist mir während meiner Studienzeit der Name Gehler nie bewusst begegnet, wohingegen seine Vor- und Nachgänger wie Max Foerster, Benno Löser oder Gottfried Brendel uns Studierenden durchaus näher gebracht wurden. Der Hauptgrund ist sicherlich in Gehlers verschlungenem und schwierig zu bewertendem Lebensweg zu sehen, was sich nicht zuletzt in seiner Mitgliedschaft in ver-

schiedensten Parteien und Organisationen – auch der NSDAP und der SS – widerspiegelt. Dennoch oder gerade deshalb gehört Gehler zur Geschichte des Dresdner Massivbaus und ich bin bereits sehr gespannt, was Oliver Steinbock und Falk Hensel, die das Forschungsprojekt hauptsächlich bearbeiten, noch aus den verschiedenen Archiven zutage fördern werden.

Das Thematisieren von Willy Gehler an dieser Stelle ist aber keinerlei Wertung der in der Vergangenheit in Dresden zum Massivbau Lehrenden und Forschenden, es ist vielmehr in unserer aktuellen Forschungsarbeit begründet. Eine vollständige Auflistung der im Hinblick auf die Stahlbetonbauweise an der Dresdner Hochschule tätigen Professoren hat Hans Wiese erstellt [13]. An dieser Stelle seien stellvertretend noch drei Persönlichkeiten mit ausgewählten Fakten (ebenfalls auf Grundlage von [13]) vorgestellt, deren Namen auch heute noch eng mit Eisen- und Stahlbetonbau in Dresden in Verbindung gebracht werden:

Max Foerster (1867–1930) wurde 1895 Assistent bei Prof. Mehrtens, 1897 a.o. Professor für bewegliche Brücken und eiserne Dächer, 1900 Professor für Bauingenieurwissenschaften und 1905 Ordinarius Eisenbetonbau. Hans Wiese konstatierte anhand seiner akribischen Nachforschungen [13]: „Als Erster deutschlandweit hielt Professor Max Foerster Vorlesungen über Eisenbeton, daran besteht kein Zweifel.“ Fraglich sei aber der genaue



*Beyer-Bau
Detailansicht Südseite*

Zeitpunkt, denn hier sind die Quellen nicht eindeutig. Er könnte nach bekannter Aktenlage noch vor der Jahrhundertwende liegen, aber auch erst 1903. Spätestens 1905 kann aber als sicher angesehen werden, denn damals erschien die Vorlesungsreihe „Eisenbeton“ im offiziellen Vorlesungsverzeichnis der Hochschule. Später kamen Vorlesungen Beton- und Eisenbetonbrücken hinzu.

Benno Löser (1878–1944) beschäftigte sich in seiner Lehrtätigkeit 1919–1944 mit der Anwendung des Eisenbetonbaus im Ingenieur-Hochbau bzw. (ab 1931) im Hoch- und Tiefbau. Benno Löser kann auf eine bemerkenswerte Bibliografie verweisen. Besonders hervorzuheben ist sein Werk Bemessungsverfahren [21], welches später u. a. durch seinen Sohn Helmut fortgeführt wurde und

jahrzehntelang Grundlage der Stahlbetonlehre an der TU Dresden war [22].

Gottfried Brendel (1913–1965) war erst mit Lehrauftrag, ab 1955 als Professor am neuen Lehrstuhl für Stahlbeton, Spannbeton und Massivbrückenbau tätig. Er wird von Zeitzeugen als äußerst gründlicher Forscher und begeistert Lehrender geschildert [23]. Die Forschungen Brendels und seines Teams zur mitwirkenden Plattenbreite fanden früh Einzug in die Normung, das von Brendel weiterentwickelte Traglastverfahren wurde Grundlage der TGL 11422, den Stahlbetonbestimmungen in der DDR. Auch praktisch war Brendel tätig, bspw. als Prüfer der Statik des Dresdner Fernsehturms. Der jüngeren Generation in Dresden ausgebildeter Bauingenieure ist der Name Gottfried Brendel mit Sicherheit bekannt, denn seit 1997 wird ein nach ihm benannter Preis für hervorragende Projektarbeiten zum Thema Entwurf von Ingenieurbauwerken (zuvor: Große Belege) an Studierende des 9. Semesters vergeben [24].

Damit möchte ich das historische Kapitel über den Massivbau an der TU Dresden abschließen und im vorletzten Abschnitt zur Neuzeit überleiten. Bei weiterführendem Interesse an der Geschichte des Massivbauinstituts der TU Dresden sei auf die Arbeit von Hans Wiese verwiesen [13], [5], wo er seine ausführlichen und wunderbar aufbereiteten Recherchen zur Vorgeschichte unseres Instituts zusammenfassend dargelegt hat.

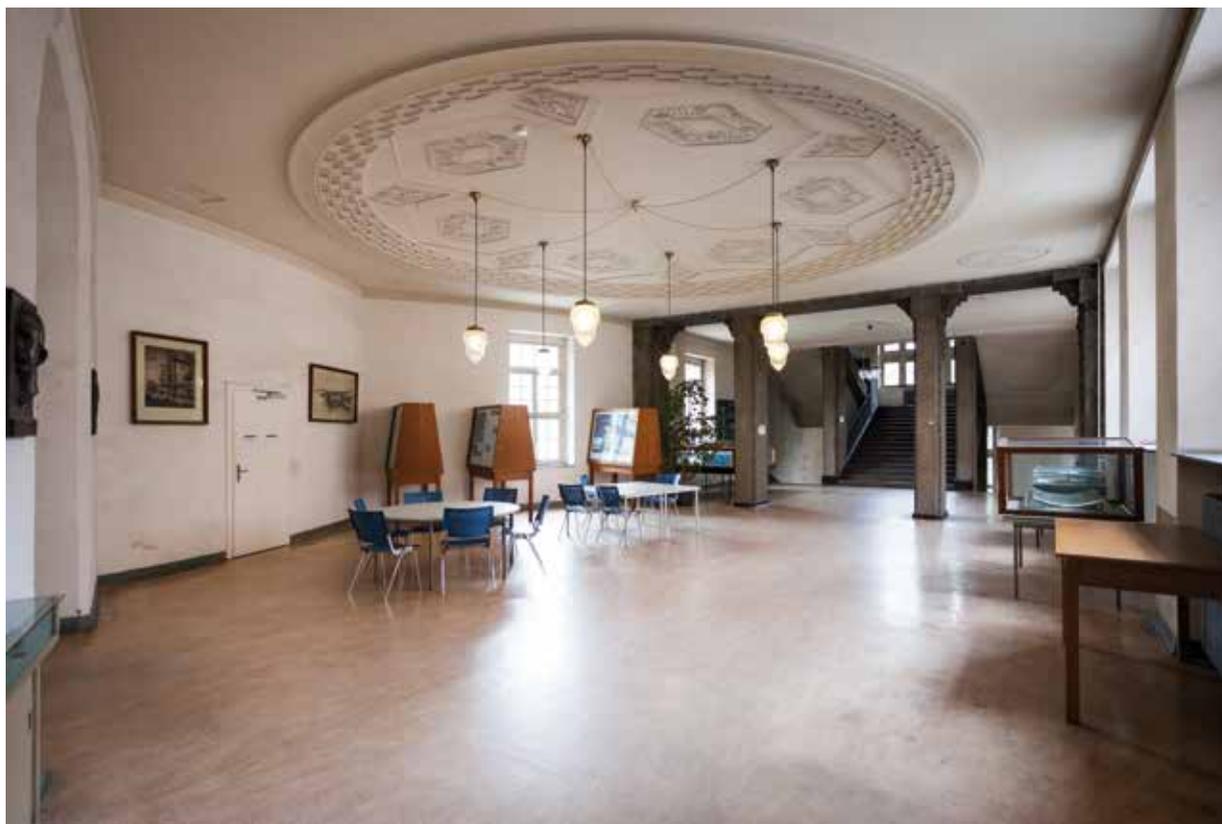
Das Institut für Massivbau heute

Mitte der 1990er Jahre war Manfred Curbach dem Ruf nach Dresden gefolgt und übernahm die Professur für Massivbau am gleichnamigen Institut, an dem damals auch noch Jürgen Stritzke als Professor für Massivbrückenbau tätig war. Ich selbst studierte damals in Dresden Bauingenieurwesen und kam somit in den Genuss, die Grundlagenvorlesung Stahlbetonbau bei Manfred Curbach zu hören. Mich haben diese Vorlesungen in jedem Fall geprägt und ich wünschte mir, dass der Jubilar wieder mehr Zeit findet, sein Wissen persönlich an Studierende weiterzugeben.

Im Vergleich zu heute war das Institut für Massivbau (kurz: IMB) Anfang der 1990er Jahre überschaubar, sowohl personell als auch im Hinblick auf die Forschung. Es galt nun, zunächst bereits laufende Vorhaben weiterzuführen und zu beenden und parallel dazu neue Ideen zu entwickeln, Projekte zu initiieren und Fördermittel einzuwerben. Eine vollständige Darstellung der Forschungsarbeiten, die in Manfred Curbachs Zeit seit 1994 fallen, würde ein eigenes Buch ergeben. Deshalb möchte ich hier lediglich eine gekürzte Variante meiner persönlichen Einschätzung darlegen, die natürlich nicht vollständig sein kann.

Im folgenden Text werden auch Namen von ehemaligen und von heute am Institut beschäftigten Kolleginnen und Kollegen genannt, allerdings nicht

*Beyer-Bau
Foyer 1. Obergeschoss*



von allen, denn – wie gesagt – dieser Beitrag kann einer ausführlichen Würdigung aller nicht gerecht werden. Ich bitte dafür gleich vorab um Verständnis. Auch taucht der Name Manfred Curbachs nicht jedes Mal aufs Neue auf, denn man kann verallgemeinernd sagen, dass die dargelegten Resultate unter seiner Anleitung und Betreuung entstanden sind.

Aus meiner Sicht kann man in der Curbach'schen Anfangszeit drei Forschungskomplexe ausmachen, die von ihm und seinen Assistenten vertieft wurden: das Materialverhalten von Betonen unter mehrachsigen Beanspruchungen, Betrachtungen zur Rissbildung (auch im Zuge der Einführung der DIN 1045-1 [25] als Vorbereitung auf die Umstellung auf den Eurocode) und Beton mit textiler Bewehrung.

Für Forschungen zur Mehraxialität waren bereits zuvor mehrere Arbeiten an der TU Dresden entstanden, und vor allem gab es eine leistungsfähige Prüfmaschine (siehe auch den Abschnitt zum Otto-Mohr-Laboratorium), die Ende der 1990er Jahre modernisiert wurde – fachlich betreut durch Torsten Hampel, der heute das Labor leitet. Torsten Hampel bearbeitete auch das erste Projekt am Institut, in welchem hochfester Beton ein Thema war, [26].

Dies ist auch schon der zweite Grund, wieso die mehraxiale Forschung vertieft werden konnte – nämlich die seit Beginn der 1990er Jahre vielfältigen baustofflichen Weiterentwicklungen im Bereich der Hochleistungsbetone, die hinsichtlich ihrer noch unbekannteren Materialeigenschaften ein weites Feld an Forschungsmöglichkeiten boten. Zwei Aspekte möchte ich besonders hervorheben. Zum einen ist dies die Forschungsarbeit von Kerstin Speck [27], die anhand eigener und am Institut vorliegender Datensätze von Versuchen mit verschiedenen Hochleistungsbetonen das bekannte Bruchkriterium von Ottosen modifizierte, so dass es nun auch für diese neueren Materialien zutreffende Ergebnisse lieferte. Dieses Modell wurde nun in die aktuelle Fassung des Model Code 2010 übernommen [28]. Der zweite Punkt betrifft die Datenerfassung bei mehraxialen Versuchen. Diese ist nicht trivial, da in den meisten Fällen die Oberflächen von Prüfwürfeln zu zwei Dritteln oder komplett von Lasteinleitungsmitteln verdeckt werden.

Zumeist nutzt man dann indirekte Methoden, um auf das Verhalten von Prüfkörpern zu schließen. Um dieses Problem zu beheben, entwickelte Robert Ritter eine interne Messmethode, die auf der Anwendung von Glasfasern mit definierten Störstellen (Faser-Bragg-Gitter) im Innern des Probekörpers beruht, [29].

Das Wissen um die Rissbildung in Stahlbeton – Anfangsthema Nr. 2 – mehrte vor allem Lars Eckfeldt, der 2005 auch zum Thema *Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten* promoviert wurde, [30]. Lars Eckfeldts Expertise, welche aus mehreren Forschungsarbeiten resultierte, machte ihn zu einem wertvollen Vertreter unseres Instituts in Ausschüssen, in denen es um die Aktualisierung und Erweiterung von Normen wie der DIN 1045-1 und später des Eurocodes ging. Dies qualifizierte ihn in meinen Augen auch perfekt für seine heutige Tätigkeit – er ist seit Anfang 2015 Referatsleiter beim DIBt in Berlin – und wie könnte es anders sein, es ist das Referat I 1 für Beton- und Stahlbetonbau, Spannbetonbau.

Während einige Forschungsinhalte aus Manfred Curbachs Anfangszeit in Dresden heute abgeschlossen oder weniger präsent sind, zieht sich das dritte Thema der Anfangsjahre – der Textilbeton, heute Carbonbeton – wie ein roter Faden durch seine wissenschaftliche Laufbahn. „Wie alles begann“ beschreibt sein langjähriger enger Kollege Peter Offermann in diesem Buch, [31]. Etwas aus-



*Beyer-Bau
Eingangsbereich, Blick
aus dem Hörsaal 98*

fürlicher ist die Entwicklung des Textilbetons in Deutschland in [32] dargelegt. Die Forschung zum Thema Textil- und Carbonbeton macht seit geraumer Zeit den größten Teil der Arbeit am IMB aus. Die größten Fortschritte wurden eigentlich immer im Team erreicht, weshalb es schwer fällt, einzelne Aspekte herauszugreifen. Ich möchte es dennoch an einem Beispiel wagen. Frank Jesse hat

sich bereits 1997 in seiner Diplomarbeit am IMB, betreut durch Manfred Curbach und Hans Wiese, mit dem Thema Textilbeton auseinandergesetzt. Seine Ergebnisse flossen sowohl in den Sachstandsbericht des DAfStb [33] als auch in den darauf aufbauenden Einrichtungsantrag für den SFB 528 ein. Frank Jesse erarbeitete in den folgenden Jahren vor allem die Grundlagen zum Zugtragverhalten

von Textilbeton, z. B. [34]. Der heute als Standard etablierte Versuchsaufbau ist ein direktes Ergebnis dieser Forschungen [35]. Frank Jesse war bis 2010 Geschäftsführer des SFB 528 und hatte so die Gelegenheit, dieses Großprojekt inhaltlich mitzugestalten. Heute hilft er als FuE-Verantwortlicher bei dem Bautzner Unternehmen Hentschke Bau dem Textilbeton in der Praxis auf die Sprünge.

Überhaupt ist das Stichwort „Praxis“ an dieser Stelle sehr passend, steht doch die Forschung und Entwicklung rund um diesen Baustoff wie keine andere für die Überführung der Wissenschaft in die praktische Anwendung. Bereits Mitte der 2000er Jahre wurde eine erste Verstärkungsmaßnahme mit Textilbeton durchgeführt. Das schalenförmige Dach der FH Schweinfurt musste ertüchtigt werden. Das gebräuchliche Sanierungsverfahren Spritzbeton schied aufgrund der Steilheit des Hyperboloids in den Eckbereichen und der deutlichen Erhöhung des Eigengewichts der Konstruktion bei Anwendung des Verfahrens aus. Diese Umstände waren die Chance für Textilbeton, und sie wurde genutzt, [36]. Einen großen Anteil an dieser ersten Textilbeton-Baumaßnahme hatte Silvio Weiland, der sich in seiner Forschung mit dem Tragverhalten biegeverstärkter Platten beschäftigte [37]. Mittlerweile wurden schon mehrere Bauwerke mit Carbonbeton saniert oder ertüchtigt. Silvio Weiland begleitete viele dieser späteren Maßnahmen als Vertreter ausführender Firmen, am Institut kümmern sich Harald Michler und seine Textilbe-

tongruppe um den wissenschaftlichen Hintergrund und die Beratung der Projektbeteiligten. Harald Michler, bereits Mitte der 1990er mit Manfred Curbach nach Dresden gekommen, ist aktuell zudem unser Fachmann in Sachen Brücken aus Textilbeton, z. B. [38], und wir sind optimistisch, auch in Zukunft mit realisierten Bauwerken das Potential der Bauweise unter Beweis stellen zu können.

Die Idee, die am Anfang der Textilbetonforschung stand – nämlich leichter, ästhetischer, materialsparender zu bauen –, ist heute noch genauso aktuell wie vor 20 Jahren. Allerdings sind wir nun deutlich weiter, was vor allem eine Vielzahl realisierter Anwendungen zeigt. Dieses „wir“ beschränkt sich aber nicht auf unser Institut oder die Dresdner Textilbetonforscher, sondern auf alle, die diesen Baustoff bisher vorangebracht haben: Forscher, Bauherren, Architekten, Praktiker, Normungsinstitute, Fördermittelgeber, Künstler, Öffentlichkeitsarbeiter, Visionäre und – ebenso wichtig! – Kritiker. Das derzeit laufende Forschungsgroßprojekt C³ – Carbon Concrete Composite [39], von Manfred Curbach 2013 initiiert und heute vom Team um Frank Schladitz koordiniert, soll nun der Carbonbetonbauweise endgültig zum Durchbruch verhelfen.

Was heute neben Carbonbeton am Institut noch thematisch wichtig ist, kann am besten auf der Homepage des Instituts nachgelesen werden [40]. Hier sind die aktuellen und die Projekte der jüngeren Vergangenheit in Wort und Bild dargestellt. Seit



*Beyer-Bau
Treppenaufgang
zum 1. Obergeschoss,
Westseite*

2009 geben Manfred Curbach und Ulrich Häußler-Combe, seit 2003 Professor für Spezielle Massivbauwerke am IMB, zudem ein Jahrbuch heraus, wo ausführlich über Forschung und Lehre berichtet wird [41].

Aufgrund der Größe des Instituts gibt es mittlerweile vier Forschergruppen, die die aktuellen

Forschungsschwerpunkte widerspiegeln. Aus der Anfangszeit sind neben den textilen Bewehrungen die Mehraxialität und die Forschung an Hochleistungsbetonen geblieben. Die bereits mit Lars Eckfeldt in Verbindung zu bringende Forschung zum Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton wurde mittlerweile in mehreren Forschungsvorhaben vertieft. Thematisiert wurden beispielsweise

der Einfluss von Querkraft oder von Ermüdung auf den Verbund, das Verbundverhalten von hochfesten Betonen und auch das von Spannstahl. Insgesamt wurden bereits drei Dissertationen in diesem Themenbereich fertiggestellt, siehe die Zusammenstellung der von Manfred Curbach betreuten Dissertationen am Ende dieses Buches, eine weitere ist in Arbeit, ebenso ein Forschungsprojekt, gemeinsam mit Ulrich Häußler-Combe, bei dem die Auswirkungen von Impaktbelastungen auf den Verbund im Modell und im Experiment untersucht werden.

Die Beschäftigung mit Impaktbelastungen ist bei uns am Institut ein relativ junges Forschungsfeld (auch wenn es für Manfred Curbach eher ein alter Hut ist [42]). Ursprünglich sollte ein SFB zum Thema an der TU Dresden eingerichtet werden, was leider – als eines der wenigen geplanten Projekte Manfred Curbachs – nicht realisiert werden konnte. Davon ließen wir uns aber nicht entmutigen und können deshalb heute auf mehrere Forschungsprojekte verweisen, mit denen wir beitragen wollen, vorhandene Wissenslücken zu schließen. Auch hier möchte ich stellvertretend für alle einen Kollegen namentlich nennen. Tino Kühn, gelernter Maschinenbauingenieur, hat mit außerordentlichem Engagement und großer Fachkenntnis die in einem Gebäude des Otto-Mohr-Labors untergebrachte, 11 m hohe Fallanlage entworfen, konstruiert und deren Bau quasi bis zur letzten Schraube persönlich betreut. Mittlerweile wurden bereits mehr als hun-

dert Versuche durchgeführt, z. B. [43]. Der gewonnene Datensatz ist nun eine perfekte Voraussetzung für weitere experimentelle und numerische Forschungsarbeiten.

Viele Themen, die genannt wurden, beschäftigen auch andere Massivbauinstitute in Deutschland. Besonders ist in meinen Augen hingegen ein Steckpferd Manfred Curbachs, nämlich die Beschäftigung mit der Methode der diskreten Elemente, von der wir uns tiefere Einblicke in das Innere von Probekörpern erhoffen. Ferner sei auf die Beschäftigung mit dem Brückenbestand [44] oder auf eher ungewöhnliche Projekte wie der Mitarbeit in der Helmholtz-Allianz ROBEX verwiesen, in dessen Rahmen Sebastian Wilhelm UHPC in die arktische Tiefsee gebracht hat [45]. Zu nennen ist natürlich auch das von Manfred Curbach initiierte DFG-Schwerpunktprogramm 1542 „Leicht Bauen mit Beton“, welches wir seit 2011 koordinieren [46]. Überhaupt mehrten sich bei uns die Projekte, bei denen mehrere Partner beteiligt sind. Zwar muss man mehr Zeit für Koordination und Kommunikation einplanen, der Wissenszuwachs und motivierende Austausch mit anderen, den man in der Gemeinschaft erfährt, ist aber sehr beflügelnd und trägt in jedem Fall zum Gelingen anspruchsvoller Forschung bei.

Abschließend noch ein paar vielleicht weniger bekannte Aspekte. In die Zeit des SFB 528 fällt unsere Teilnahme am DFG-Science TV, wo wir in zwölf allgemeinverständlichen Videoclips Textil-



*Beyer-Bau
Detail Eingangsbereich*

beton erklären durften [47]. Auch Familienfreundlichkeit war und ist schon immer ein Anliegen am Institut unter Manfred Curbach und trug mit Sicherheit zum Erfolg des SFB bei. Manfred Curbach verstand (und versteht) es, junge Leute zu begeistern, und auch, sie in Dresden zu halten – zum Beispiel mit dem ersten DFG-finanzierten Kindergarten für ForscherInnen des SFB 528. Und wie begeistert

man Fachfremde für ein oft negativ wahrgenommenes Material wie Beton? – mit Kunst! Auch hier gehen unsere ersten Projekte in die Zeit des SFB 528 zurück, z. B. [48], [49]. Dieser Tradition folgend betreuen wir seitdem im Otto-Mohr-Laboratorium und am Institut mindestens einen Künstler oder eine Künstlerin jährlich, die sich zumeist mit Carbonbeton auseinandersetzen wollen.

Das Otto-Mohr-Laboratorium

Dem Institut für Massivbau angegliedert ist das Otto-Mohr-Laboratorium. Die Vorplanung für das heute Mohr-Halle genannte Versuchsgebäude begann bereits 1957 am Institut für konstruktiven Ingenieurbau der TU Dresden. Der erste Entwurf war 1961 fertig [50]. Weitere drei Jahre gingen ins Land, bis der Standort für die Halle genehmigt wurde. Die Realisierung ließ jedoch noch viele Jahre auf sich warten. 1967 wurde eine Arbeitsgruppe „Experimentaltbau“ ins Leben gerufen, deren Aufgabe es war, einen baureifen Entwurf für eine Halle mit einem „Spannstahldach“ zu erarbeiten, was mit deutlich weniger Stahl als bei herkömmlichen Bauweisen errichtet werden sollte. Der Rohbau selbst – engagiert war hier besonders Prof. Hoyer (Ordinarius des Lehrstuhls Stahlbau) – wurde komplett im Jahr 1971 realisiert. Die Halle war immerhin 7 t leichter als vergleichbare normale Stahlhallen. Das neuartige Konstruktionsprinzip wurde später vor allem bei Hallen für die Landwirtschaft eingesetzt. In Betrieb genommen wurde das Gebäude Anfang 1973, am 6. Mai 1975 wurde die „Zentrale Versuchs- und Prüfhalle“ (ZVP), so die offizielle Bezeichnung, der Öffentlichkeit vorgestellt und am 8.10.1985, anlässlich des 150. Geburtstages von Christian Otto Mohr in „Otto-Mohr-Laboratorium“ (OML) umbenannt.

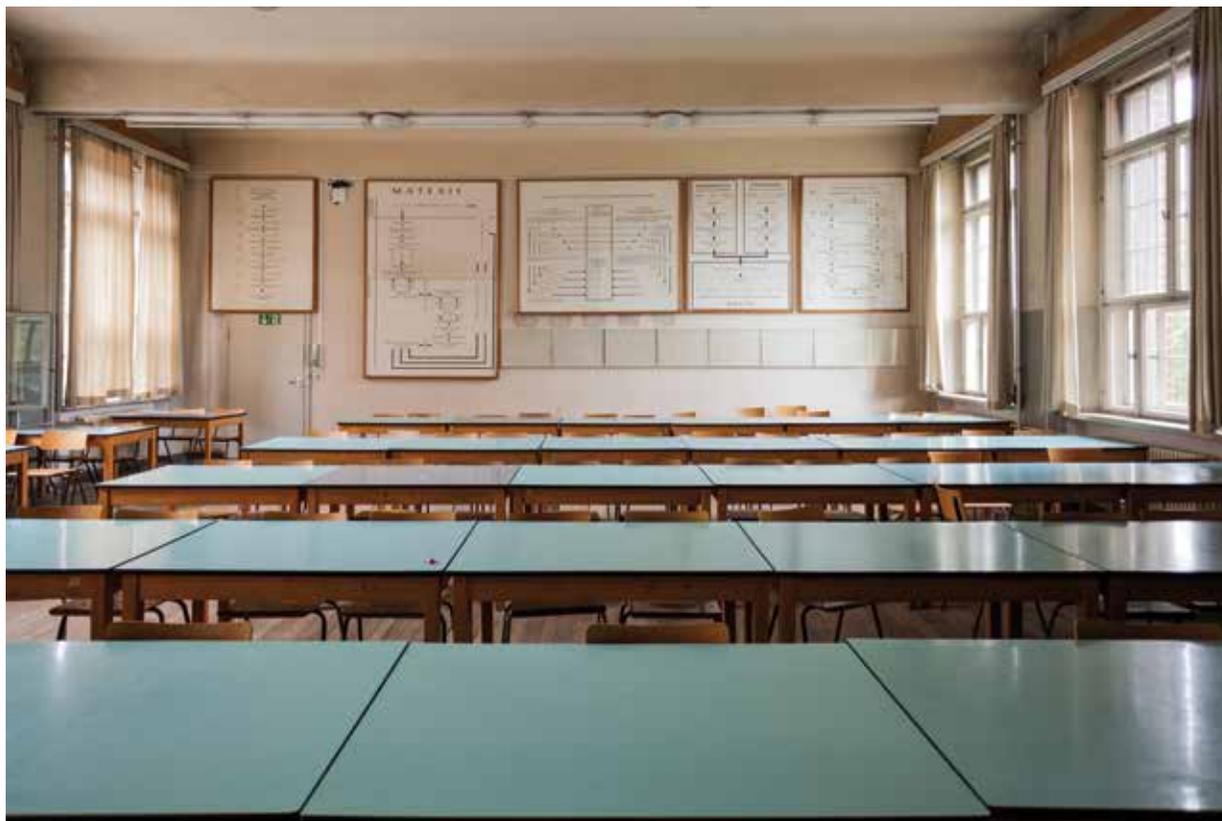
Das Mohr-Technikum ist aber nicht das einzige Unikat, was die Gebäude des OML betrifft. Auch der sogenannte „Turm“, in dem sich heute eine

leistungsfähige Fallanlage befindet, ist ein Experimentalbau, bei dem Ende der 1980er Jahre eine neue Art der Fertigteilbauweise erprobt worden war, die sich allerdings nicht durchgesetzt hat. Komplettiert werden die baulichen Anlagen durch ein Anfang 2012 fertiggestelltes Technikum, welches mit Mitteln der EU und des Freistaates Sachsen im Rahmen einer EFRE-Maßnahme finanziert wurde [51]. Diese letzte große Baumaßnahme wurde bereits in Verantwortung durch das Institut für Massivbau durchgeführt. Bis 2002 unterstand das OML Heinz Opitz, Inhaber der Professur für Bautechnisches Mess- und Versuchswesen, bekannt in diesem Fachbereich u. a. durch die Mitentwicklung des Brückenbelastungsfahrzeugs BELFA (Projekt EXTRA des BMBF), u. a. [52], [53].

Heute ist das Otto-Mohr-Laboratorium eine hervorragend ausgestattete Versuchseinrichtung für das Bauwesen. Dies ist in Deutschland kein Alleinstellungsmerkmal. Deshalb möchte ich auf einige besondere Aspekte hinweisen:

An erster Stelle ist die besondere Dresdner Expertise im Hinblick auf Experimente mit Textilbeton zu nennen. Hier sind wir – gemeinsam mit der RWTH Aachen – weltweit führend, was ein direktes Ergebnis der SFB 528 und 532 (1999–2011) und der darauf folgenden Forschungs- und Praxisprojekte zum Thema Textil- und Carbonbeton ist. Das Portfolio reicht von Standardversuchen, die stetig weiterentwickelt werden, bis hin zu speziell konzi-

*Beyer-Bau
Zeichensaal,
1. Obergeschoss*



pierten Versuchseinrichtungen, angepasst an die jeweilige Messaufgabe.

Im OML verfügen wir zudem über einige besondere Prüfeinrichtungen.

- ❑ Besonders komplexe Spannungsverhältnisse:
An vorderster Stelle sei hier eine unserer ältes-

ten Prüfmaschinen genannt, eine leistungsfähige – ich möchte behaupten: weltweit bis heute einzigartige – Triaxialprüfmaschine (kurz: Triax), die manche auch liebevoll „Blaues Wunder“ nennen, in Anspielung an die wunderbare Loschwitzer Elbbrücke von Claus Köpcke. Die Triaxialprüfmaschine war wahrscheinlich eine der ersten Prüfmaschinen in unserem Labor und ist

bis heute bei der Erforschung neuartiger leistungsfähiger Betone im Einsatz. Sie ist vor allem für die Untersuchung von hochfesten Betonen geeignet, da bei Verwendung von 10er Würfeln als Probekörper Druckspannungen von bis zu 500 N/mm² erzeugt werden können.

- ❑ Besonders groß: Werden in der Triax in der Regel 10er Würfel geprüft, können in der 10-MN-Säulenprüfmaschine sowohl Bauteile bis zu 3,70 m Höhe als auch solche mit Spannweiten von bis zu 15 m getestet werden [54]. Die Baumaßnahme im Innern des Laborgebäudes erforderte eine detaillierte Planung und Engagement von Ausführenden und Kollegen im Labor gleichermaßen, da sie komplett während des laufenden Laborbetriebs durchgeführt werden musste.
- ❑ Besonders schnell: ... können Proben zum einen im 2014 fertiggestellten neuen Fallturm [55] oder im weltweit ersten zweiaxialen Split-Hopkinson-Bar belastet werden, mit dessen Hilfe aktuell das Materialverhalten von Betonen unter hohen biaxialen Belastungsgeschwindigkeiten untersucht wird [56].

Hervorheben möchte ich, dass die genannten Versuchsanlagen neueren Datums maßgeblich durch Mitarbeiter unseres Instituts konstruiert wurden, u. a. auch deshalb, weil sich auf Ausschreibungen nicht immer Firmen beworben hatten.

Ein dritter Punkt ist die große Erfahrung der KollegInnen im Labor bei der Planung und Durchführung von Belastungsversuchen, oft auch heute noch unterstützt durch Heinz Opitz, der weiterhin als Gutachter für derartige Projekte tätig ist. Die experimentelle Traglastermittlung hat schon lange Tradition in Dresden – zuerst an der Professur für Bautechnisches Mess- und Versuchswesen, nach dessen Auflösung am Institut für Massivbau – und ist gerade im Hinblick auf den Erhalt wertvoller Bausubstanz oft die einzige Möglichkeit, einen Tragsicherheitsnachweis bei älteren Bauwerken zu erbringen. Mittlerweile können wir auf eine große Anzahl interessanter Projekte verweisen. Besonders häufig waren bisher Probelastungen bei Decken, beispielsweise im ehemaligen Volksbad Löbtau (2009), welches zu einer Kindertagesstätte umgewandelt werden sollte, oder im Toeplerbau der TU Dresden (2011) im Zuge von dessen Sanierung. Mehrmals waren wir schon im Dresdner Zwinger tätig, beispielsweise bei der Langzeitüberwachung von Rissen in einer Langgalerie (2009/10) oder zur Überprüfung der Tragfähigkeit einer historischen Sandsteinbalustrade am Mathematisch-Physikalischen Salon (2010).

Besonders anspruchsvoll war sicherlich die Belastung eines Probejochs in der Schützkapelle des Dresdner Schlosses. Die Schlosskapelle war vor mehr als 450 Jahren gebaut und mit einem spätgotischen Schlingrippengewölbe überdacht worden [57]. Nachdem August der Starke zum Katho-



*Beyer-Bau
Blick durchs Fenster
aus dem Hörsaal 98*

lizismus konvertiert war, war die Kapelle allerdings abgerissen worden. Im Zuge des Wiederaufbaus des Dresdner Schlosses sollte die Kapelle nach historischen Vorbild wiederrichtet werden. Dazu wurde nicht nur das Gewölbe selbst nachgebildet, es wurden auch Materialien und Bauweisen nach historischem Vorbild angewendet. Ein alleiniger rechnerischer Standsicherheitsnachweis für das Gewöl-

be selbst war aber nicht ausreichend, weshalb ein experimenteller Tragsicherheitsnachweis an einem zu diesem Zweck probenhalber errichteten Joch in Auftrag gegeben wurde. Der Traglastversuch fand im Sommer 2013 statt, fachlich begleitet von Prof. Opitz. Mit insgesamt 48 Zugstäben wurden fünf verschiedene Lastfälle simuliert und die Standsicherheit letztendlich nachgewiesen. Aber auch kleinere

Aufgaben können reizvoll sein. So wurde zum Beispiel 2010 mit Pendelversuchen die Standsicherheit von Postamenten für eine Skulpturenausstellung im Albertinum nachgewiesen und im gleichen Jahr die nach historischem Vorbild neu gegossene Glockenkrone für die Johannesglocke im Meißner Dom auf ihre Zugfestigkeit hin getestet. Mehr Informationen zu diesen und weiteren Projekten können den Jahresmitteilungen des Instituts für Massivbau oder der Homepage des Otto-Mohr-Laboratoriums entnommen werden, [55], [58].

Schlussbemerkung

Dieser Text basiert vor allem auf umfangreichen Recherchen verschiedener Autoren, die hoffentlich alle ausreichend zitiert wurden. Anregungen gaben zudem Ulrich van Stipriaan und Birgit Beckmann, denen hiermit herzlich gedankt sei.

Dass das Institut für Massivbau der TU Dresden heute auf einen so weitreichenden Erfahrungsschatz und ausgewiesene wissenschaftliche Expertise verweisen kann, ist der Verdienst von sehr vielen Kolleginnen und Kollegen, die am Institut – in der Verwaltung, im Labor, in der Forschung und der Lehre – in den vergangenen Jahrzehnten tätig waren und sind, ohne deren Engagement, Einfallsreichtum und Wissen wir nicht dort sein würden, wo wir heute stehen. Diesem Team sei – ich möchte behaupten: auch im Namen des Jubilars – an dieser Stelle höchste Anerkennung gezollt.

Literatur

- [1] Wenn nicht anders vermerkt wurden die in diesem ersten Abschnitt dargelegten Fakten hier entnommen: Pommerin, R.: Geschichte der TU Dresden 1828 – 2003. In: Pommerin, R. (Hrsg.): 175 Jahre TU Dresden, Bd. 1, Köln · Weimar · Wien: Böhlau, 2003, v. a. 8 ff., 21, 26 ff., 36, 45/46, 90, 113, 123 ff., 209
- [2] <https://tu-dresden.de/bu/umwelt/geo/ipg/astro/die-professur/geschichte>
- [3] Beyer, P.; Stritzke, J.: Die Göltzschtalbrücke. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Band 2, 2. Aufl., 2011
- [4] Helas, V.; Zadniček, F.; M.: Das Blaue Wunder. Die Geschichte der Elbbrücke zwischen Loschwitz und Blasewitz in Dresden. Halle/Saale: Fliegenkopf, 1995
- [5] Wiese, H.: Geschichte des Stahlbetonbaus an der Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden – Teil 2: Forschung. Dresden: Technische Universität Dresden, 2015 – online unter: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/geschichte>
- [6] Voss, W.; Musiol, A.: Biographisches Lexikon der frühen Promovenden der TU Dresden (1900–1945). In: Lienert, M. (Hrsg.): Veröffentlichung des Universitätsarchivs der Technischen Universität, Stand: 2015 – online: <https://www.ua.tu-dresden.de/PDFs/voss2015pf.pdf>



*Beyer-Bau
Tafelbedienung
im Hörsaal 118*

- [7] Zachmann, K.: Haben Frauen weniger Sehnsucht nach dem Perpetuum Mobile? – Männerkultur und Frauenstudium an der Technischen Universität Dresden (1873–1974). In: Pommerin, R. (Hrsg.): 175 Jahre TU Dresden, Bd. 2 (Hrsg.: Hänseroth, T.), Köln · Weimar · Wien: Böhlau, 2003, 85–108
- [8] Weller, B.; Müller, J.; Tasche, M.: Der Beyer-

- Bau der TU Dresden – Baukonstruktive Besonderheiten und neue Anforderungen. In: George-Bähr-Forum (Hrsg.): George-Bähr-Forum – Jahrbuch 2007, Dresden: Sandstein, 145–153
- [9] Stroetmann, R.: Würdigung von Prof. Dr. Kurt Beyer. In: George-Bähr-Forum (Hrsg.): George-Bähr-Forum – Jahrbuch 2007, Dresden:

- Sandstein, 110–118
- [10] Gurlitt, C.: Der Neubau für die Bauingenieurabteilung und das Wissenschaftlich-Photographische Institut der Kgl. Sächs. Technischen Hochschule Dresden. In: Zirkel Monografien, Band I: Der Neubau der Königlich Sächsischen Technischen Hochschule Dresden; Architekt: Martin Dülfer. Berlin: Der Zirkel Architekturverlag, 1914, 7–14
- [11] Lippert, H.-G.: Sachlichkeit im Festkleid. Der Architekt Martin Dülfer (1859 – 1942) und der Beyer-Bau der TU Dresden. In: George-Bähr-Forum (Hrsg.): George-Bähr-Forum – Jahrbuch 2007, Dresden: Sandstein, 131–144
- [12] Plattenhausen, B.: Das geodätische Institut. In: Zirkel Monografien, Band I: Der Neubau der Königlich Sächsischen Technischen Hochschule Dresden; Architekt: Martin Dülfer. Berlin: Der Zirkel Architekturverlag, 1914, 50–54
- [13] Die Zusammenstellung der im Abschnitt „Eisenbeton hält Einzug in Forschung und Lehre“ dargelegten Fakten beruht zu großen Teilen auf der Recherche von Hans Wiese zur Geschichte des Instituts für Massivbau: Wiese, H.: Geschichte des Stahlbetonbaus an der Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden – Teil 1: Professoren und Assistenten, Umfang der Lehre. Dresden: Technische Universität Dresden, 2009 – online unter: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/geschichte>
- [14] Curbach, M.; Hensel, F.; Hänseroth, T.; Scheerer, S.; Steinbock, O.: Genius and Nazi? Willy Gehler (1876–1953) – a German Civil Engineer and Professor between Technical Excellence and Political Entanglements in the 20th Century. In: Bowen, B.; Friedman, D.; Leslie, T.; Ochsendorf, J. (Eds.): Proceedings of 5th International Congress on Construction History ICCH5, 3.–7.6.2015 in Chicago (USA), 1 p. (abstract; full paper on USB stick: 549–568)
- [15] Als einer von zahlreichen Aufsätzen von Thomas Hänseroth über Willy Gehler sei stellvertretend dieser genannt: Hänseroth, T.: Willy Gehler – Ein Bauingenieur zwischen fachlichen Spitzenleistungen und politischer Reaktion. Wissenschaftliche Beiträge der Technischen Hochschule Leipzig 6 (1986) 38–45 (anlässlich des 2. Wissenschaftlichen Kolloquiums Geschichte der Bauingenieurwissenschaften)
- [16] Hänseroth, T. über Willy Gehler in: Petschel, D. (Bearb.): Die Professoren der TU Dresden 1828 – 2003. In: Pommerin, R. (Hrsg.): 175 Jahre TU Dresden, Bd. 3, Köln · Weimar · Wien: Böhlau, 2003, 255 ff.
- [17] Wiens, U.; Wachtendorf, U.: Chronik des DAfStb. In: DAfStb (Hrsg.): Gebaute Visionen, 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin: Beuth 2007, 235–241
- [18] Hefte 1–100 des DAfEb bzw. des DAfStb, herausgegeben im Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1909–1943

- [19] Gehler, W.: Die Ergebnisse der Versuche und das Dresdner Rechenverfahren für den plastischen Betonbereich. DAfStb-Heft 100, Ernst & Sohn, Berlin, 1949
- [20] Emperger, F.: Der Beiwert $n = 15$ und die zulässigen Biegungsspannungen. Beton und Eisen 30 (1931) 19, 340–346; Daran anschließend die Fach- und Diskussionsbeiträge verschiedener Autoren in Beton und Eisen 31 (1932) 1, 1–18
- [21] Löser, B.: Bemessungsverfahren. Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 1. Aufl., Berlin: Ernst & Sohn, 1925
- [22] Löser, B., Löser, H.; Wiese, H.; Stritzke, J.: Bemessungsverfahren für Beton- und Stahlbetonbauteile. 19., vollst. Neubearb. Aufl., Berlin: Ernst & Sohn, 1986
- [23] Stritzke, J.; Wiese, H.: Gottfried Brendel. In: Stiglat, K.: Bauingenieure und ihr Werk. Berlin: Ernst & Sohn, 2004, 109–110
- [24] https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/die_fakultaet/auszeichnungen/gottfried-brendel-preis
- [25] DIN 1045-1:2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin: Beuth, 2001
- [26] Curbach, M.; Hampel, T.; Scheerer, S.; Speck, K.: Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft 578, Berlin: Beuth, 2011
- [27] Speck, K.: Beton unter mehraxialer Beanspruchung – Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung. Diss., TU Dresden, 2008 – URL: <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-ds-1216628091575-43714>
- [28] Fédération Internationale du Béton (fib, Ed.): Model Code 2010 – Final draft, Volume 1. fib bulletin 65, Lausanne (Switzerland), 2012
- [29] Ritter, R.; Curbach, M.: Strain Measurement of Steel Fiber-Reinforced Concrete under Multiaxial Loads with Fiber Bragg Grating. ACI Materials Journal 110 (2013) 1, 57–66
- [30] Eckfeldt, L.: Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen. Diss., TU Dresden, 2005
- [31] Offermann, P.: Wie alles begann. Erschienen in der vorliegenden Festschrift, 188–199
- [32] Scheerer, S.; Schladitz, F.; Curbach, M.: Textile reinforced Concrete – from the idea to a high performance material. In: Brameshuber, W. (Ed.): Proceedings of the FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98), 7.–10.6.2015 in Aachen, Bagnoux: S.A.R.L.Rilem Publications, 2015, 15–33
- [33] Curbach, M. et al.: Sachstandbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft 488, Berlin: Beuth, 1998

- [34] Jesse, F.: Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix. Diss., TU Dresden, 2005 – online: <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:swb:14-1122970324369-39398>
- [35] Schütze, E.; Lorenz, E.; Curbach, M.: Test methods for Textile Reinforced Concrete. In: Brameshuber, W. (Ed.): Proceedings of the FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98), 7.–10.6.2015 in Aachen, Bagnoux: S.A.R.L.Ri-lem Publications, 2015, 307–318
- [36] Curbach, M.; Hauptenbuchner, B.; Ortlepp, R.; Weiland, S.: Textilbewehrter Beton zur Verstärkung eines Hyparschalentragwerks in Schweinfurt. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007) 6, 353–361
- [37] Weiland, S.: Interaktion von Betonstahl und textiler Bewehrung bei der Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton. Diss., TU Dresden, 2010 – online: <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-37944>
- [38] Michler, H.: Segmentbrücke aus textilbewehrtem Beton – Rottachsteg Kempten im Allgäu. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) 5, 325–334
- [39] <http://www.bauen-neu-denken.de/>
- [40] <https://massivbau.tu-dresden.de/>
- [41] Curbach, M.; Häußler-Combe, U.: Jahresberichte des Instituts für Massivbau der TU Dresden 2009–2015 – online: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/forschung/publikationen/jahresberichte-und-monographien>
- [42] Curbach, M.: Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten. Diss., Universität Karlsruhe, 1987
- [43] Kühn, T.; Curbach, M.: Behavior of RC-slabs under Impact-loading. In: Cadoni, E. (Ed.) Proceedings of 11th International Conference on the Mechanical and Physical Behaviour of Materials under Dynamic Loading, DYMAT (2015), 7.–11.9.2015 in Lugano (Switzerland), published digitally by EDP Sciences, 01062-p.1–01062-p.6
- [44] Steinbock, O.; Garibaldi, P.; Curbach, M.: Der Umgang mit dem Brückenbestand – Ein Vergleich zwischen Deutschland und den USA. In: Krieger, J.; Isecke, B. (Hrsg.): Tagungsband zum 2. Brückenkolloquium Beurteilung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 21./22.6.2016 in Esslingen, Ostfildern: TAE, 2016, 155–167
- [45] <http://www.robex-allianz.de/tiefsee-druckgehaeuse-aus-beton/>
- [46] <http://spp1542.tu-dresden.de/>
- [47] <http://mediathek.dfg.de/video/beton-light-episode-1-beton-und-glasfaser/>
- [48] <https://baublog.file1.wcms.tu-dresden.de/2008/09/05/beton-blatter-in-hellerau/>
- [49] Scheerer, S.; Michler, H.: Freie Formen mit Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau Spezial (01/2015) – Verstärken mit Textilbeton, 94–100
- [50] Verschiedene Unterlagen aus dem Bestand des Otto-Mohr-Laboratoriums

- [51] <https://baublog.file1.wcms.tu-dresden.de/?s=technikum>
- [52] Bucher, C.; Ehmann, R.; Opitz, H.; Quade, J.; Schwesinger, P.; Steffens, K.: Experimentelle Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken. Bautechnik 74 (1997) 5, 301–319
- [53] Opitz, H.; Steffens, K.: Belastungsversuche zur Tragsicherheitsbewertung von bestehenden Massivbrücken mit kleinen Spannweiten. In: Lehrstuhl Massivbau der TU Dresden (Hrsg.): Tagungsband zum 10. Dresdner Brückenbausymposium, 16.3.2000 an der TU Dresden, Dresden: Lehrstuhl Massivbau, 2000, 211–222
- [54] <https://baublog.file1.wcms.tu-dresden.de/2010/11/04/und-am-ende-machte-es-knrrrrsch/>
- [55] Curbach, M.; Häußler-Combe, U. (Hrsg.): Jahresbericht 2014 des Instituts für Massivbau der TU Dresden. Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2015, 108 – online: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/forschung/publikationen/jahresberichte-und-monographien>
- [56] Curbach, M.; Quast, M.: Concrete under biaxial impact loading. In: Hiermaier, S. (Ed.): Hopkinson Centenary Conference, 9.–11.9.2014 in Cambridge (UK), Freiburg: Fraunhofer Institute for High-Speed Dynamics, Ernst-Mach-Institut, EMI, 2014, 117–139
- [57] Sächsisches Staatsministerium der Finanzen (Hrsg.): Das Schlingrippengewölbe der Schlosskapelle Dresden. Altenburg: Kamprad, 2013
- [58] https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/labor/OML_Referenzen

Anm.: Alle Internetquellen wurden am 23.8.2016 geprüft.

*Beyer-Bau
Professorenzimmer
Raum 60, Erdgeschoss*





Angela Schmidt

Die eingeschlichenen Fehler

Beginn der Aufarbeitung der Bibliografie von Manfred Curbach

Dipl.-Ing. Angela Schmidt

Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut von Manfred Curbach, forscht im Rahmen des SPP 1542 zu schlanken Druckgliedern aus UHPC

Manchmal denkt man, etwas sehr ordentlich und gründlich gemacht zu haben, man hat sich vergewissert und noch einmal Kontrolle gelesen – vielleicht sogar mehrmals – und dann schaut ein anderer nur durch Zufall drauf und stellt sofort einen Fehler fest. Hier ein Tippfehler, dort ein Zeichenverdrehen oder gar ein ganz falsches Wort. Manchmal mag man dann gar nicht glauben, dass so etwas Offensichtliches einem nicht aufgefallen sein soll, und derjenige, der den Fehler sofort sieht, fragt sich stattdessen, wie man das nur überlesen konnte. Dennoch ist es höchstwahrscheinlich jedem schon einmal genau so gegangen – dem einen öfter, dem anderen seltener. Bekanntlich ist man deshalb bei wichtigen Themen gut beraten, mindestens einen gewissenhaften Kontrolleur zu haben. Doch manchmal lesen auch fünf Leute Kontrolle und trotzdem ist keinem aufgefallen, dass – nur als Beispiel gewählt – der Mittwoch nur mit einem

t geschrieben worden ist. Viele bekannte Wörter überliest man unwissentlich, da man sie kennt und aus dem Kontext weiß, was da stehen sollte. Oftmals findet man auch einen Fehler und verbessert ihn – und dann taucht er an einer anderen Stelle wieder auf. Wie konnte das passieren, fragt man sich und schiebt die Schuld zum Beispiel auf die eigentlich schöne Erfindung der Autokorrektur. Oder man ahnt, dass der Fehler dank der digitalen Kopierfunktion verschleppt wurde und so den Weg zurück in den Text fand.

Natürlich ärgert man sich über einen eigenen oder fremdverschuldeten Fehler. Dabei wird der Ärger umso größer, je mehr Fehler man findet und je gröber sie sind. Vor allem wenn andere dafür verantwortlich sind und man sich sicher ist, dass solche Fehler einem selbst nicht unbemerkt passiert wären. Der Ärger wächst noch weiter, wenn es da-

bei um etwas Wichtiges geht, und ganz besonders dann, wenn man weiß, dass es schon einmal richtig im Text stand.

Für einen Wissenschaftler sind Publikationen ein wichtiges Leistungsmerkmal. Die korrekten bibliografischen Angaben sind daher sehr bedeutend. Dennoch erfolgt ausgerechnet hier selten eine Fremdkontrolle. Wenn sie aber doch nach längerer Zeit vorgenommen wird, dann zumeist ohne direkte Vorlage des Originalwerks. In diesem Fall ist die Chance, dass durch so eine Fremdkontrolle zwar Fehler gefunden, aber gleichzeitig auch neue entstehen können, recht hoch.

Wenn man wie Manfred Curbach ein Mann des Wortes ist, dann verwundert es keineswegs, dass seine Bibliografie nach über 30 Jahren wissenschaftlicher Karriere mehrere hundert Publikationen zu den unterschiedlichsten Themenkomplexen umfasst. Über die Jahre haben sich jedoch die Anforderungen und die individuellen Vorlieben, in welcher Form bibliografische Angaben gemacht werden sollen und vor allem in welchem Detailierungsgrad, stark verändert. Hinzu kommen die erwähnten Fehler, an denen viele verschiedene Autorentams mitgewirkt haben – und die nicht nur mir als Bibliografin schon einmal den einen oder anderen Nerv geraubt haben. Um einen einheitlichen und geprüften Stand der Publikationsliste von Manfred Curbach zu erreichen, wurde anlässlich seines 60. Geburtstages eine Gesamtüberarbeitung der Bibliografie für die ersten

20 Jahre seiner wissenschaftlichen Karriere – also von 1984 bis 2003 – durchgeführt.

Im Zuge dieser Überarbeitung wurden die folgenden wesentlichen Schritte unternommen:

- ❑ Erstellung eines tabellarischen Verzeichnisses, in der die zwei mir bekannten, parallel existierenden Publikationslisten zusammengeführt wurden,
- ❑ Klassifizierung der Publikationen in Zeitschriften- und Tagungsbandbeiträge, Bücher / Buchkapitel / Seminarunterlagen, Vorträge, Forschungsberichte, Sonstiges, wobei die drei zuletzt genannten Kategorien für die weitere Bearbeitung der Bibliografie vorerst lediglich eine untergeordnete Rolle spielten,
- ❑ Aufsuchen der Originalwerke (soweit es möglich war),
- ❑ Kritische Überprüfung und Anpassung der gelisteten Daten mit den Angaben im Originalwerk,
- ❑ Digitalisierung aller Publikationen. Bei Beiträgen in Monografien und Tagungsbänden wurden auch Deckblatt, Impressum sowie Inhaltsverzeichnis digitalisiert (auf die Digitalisierung von Zweitabdrücken in den Jahresmitteilungen des Instituts sowie von kompletten Büchern wurde verzichtet),

- ❑ Überarbeitung der digitalisierten Publikationen zu optisch ansprechenden, durchsuchbaren und gegliederten PDF-Dokumenten in A4-Größe,
- ❑ Verlinkungen zu allen Dokumenten für einen schnellen Zugriff auf eine Publikation direkt aus der Tabelle heraus,
- ❑ Export der bibliografischen Nachweise entsprechend der gewählten Klassifizierung. Die Ausgabedaten und das Format können leicht angepasst werden.
- ❑ Überprüfung der Vollständigkeit der erfassten Publikationen jahresweise mithilfe von Suchmaschinen wie Google oder Google Scholar und Fachdatenbanken (Trid, Ernst & Sohn, RSWB Plus, TEMA). Außerdem wurden die Publikationslisten der Jahresmitteilungen überprüft und die Selbstzitate in allen Veröffentlichungen durchgegangen.
- ❑ Wurde ein bedeutender Beitrag an mehreren Stellen veröffentlicht, dann wurde dies, soweit es bei der Aufarbeitung aufgefallen ist, in der Tabelle vermerkt und die einzelnen Einträge miteinander verlinkt.

Beim Eintragen und Überprüfen der Daten wurden prinzipiell die Angaben und Schreibweisen der Autoren und Beitragstitel entsprechend der Bezeichnungen und Formatierungen im Aufsatz

herangezogen. Angaben bezüglich des Gesamtwerks entstammen in der Regel dem Impressum. Zur Erzielung einer einheitlichen Darstellung wurde darüber hinaus auf die Einhaltung folgender Details geachtet:

- ❑ Ist die Veröffentlichung zweisprachig abgedruckt, dann sind beide Titel mit einem Schrägschtrich voneinander getrennt aufgeführt. Die Abgrenzung von Untertiteln erfolgt im Aufsatz mit einem Gedankenstrich und im Gesamtwerk mit einem Doppelpunkt. Nähere Erläuterungen, Bandangaben etc. werden durch Kommas separiert.
- ❑ In den Fällen, wo die Überschrift gänzlich in Großbuchstaben oder Kapitälchen vorliegt, wurde die landesspezifische Groß- und Kleinschreibung angewendet. Die Schreibweise von englischen Titeln erfolgt somit in der Regel in Versalien, mit Ausnahme von Artikeln, Präpositionen und gleichordnenden Konjunktionen.
- ❑ Haben Autoren mehrere Vornamen, dann werden die Initialen unabhängig von der Schreibweise im Beitrag mit einem Leerzeichen voneinander getrennt geschrieben. Ausnahme bilden natürlich Doppelnamen mit Bindestrich.
- ❑ Seitenangaben erfolgen dudenkonform mit einem Gedankenstrich und ohne Leerzeichen.

- ❑ Wenn keine Seitenangaben vorhanden sind, da das Werk aus der Bindung von verschiedenen Manuskripten besteht oder eine digitale Veröffentlichung stattgefunden hat, so wurde dies vermerkt und die Gesamtseitenanzahl aufgeführt.
- ❑ Der Buchtitel ist dem Titelblatt entnommen und somit unabhängig von dem gestalteten Einband oder Cover.
- ❑ Alle Datumsangaben, zum Beispiel bei Symposien, erfolgen in der folgenden Form x. – y.x.19xx (bzw. 20xx) und bei zwei aufeinanderfolgenden Tagen x./y.x.19xx.
- ❑ Orte von Tagungen, Symposien etc. werden außerhalb Deutschlands um das jeweilige Land ergänzt und im Falle der USA noch zusätzlich um den Bundesstaat. Die Angaben erfolgen in der Sprache der Veröffentlichung.
- ❑ Gibt es keinen Verlag, dann wird stattdessen die veranstaltende Institution aufgeführt. Der Verlagsort ergibt sich folglich aus dem Firmensitz.
- ❑ Ist das Herausgabjahr im Werk nicht explizit aufgeführt, dann ist die korrekte bibliografische Angabe eigentlich o. J. – „ohne Jahresangabe“. Bei Büchern, deren Erscheinen ein bestimmtes datiertes Ereignis zugrunde liegt, welches dem Titel oder dem Vorwort entnommen werden

kann, wird zur Vermeidung von Verwirrungen dennoch diese abgeleitete Jahreszahl angegeben

Wie es die geschilderte Vorgehensweise vermuten lässt, führt die Recherche für solch eine Literaturlaufbereitung immer mal wieder zu einigen Widersprüchen und individuellen Problemen, die zum Teil für Erheiterung und teilweise für Verwirrung sorgen. Denn natürlich tauchen auch in den Originalwerken und in anderen Datenbanken immer mal wieder Fehler auf. In den untersuchten Veröffentlichungen ist es so z. B. vorgekommen, dass sich im Vergleich zum eigentlichen Beitrag unterschiedliche Angaben im Inhaltsverzeichnis oder auch im Abstract finden lassen. Diese äußerten sich sowohl durch etwas abgewandelte Titel als auch durch das Fehlen von Autoren im Aufsatz. Bei allen Veröffentlichungen wurden die Angaben für die Bibliografie entsprechend des direkten Beitrags gewählt, sodass vor allem hier fehlerhafte Autoren sehr bedeutsam sind. Dass auch sehr große und bekannte Konferenzen nicht vor solchen Missgeschicken geschützt sind, zeigt z. B. die Homepage der SMiRT. Für die Konferenz im Jahre 1989 in Anaheim ist ein anderes Konferenzdatum angegeben als in den tatsächlichen Tagungsunterlagen. Dies hat zur Folge, dass sich mittlerweile bibliografische Nachweise sowohl mit dem einen als auch mit dem anderen Datum finden lassen, da sich vermutlich schon mehrere Autoren auf die Richtigkeit der Angaben des Organisators verlassen haben. Als

ein weiteres konkretes Beispiel sei an dieser Stelle noch der Autor „M. Gurbach“ erwähnt, der laut der Wiley-Datenbank in der Zeitschrift „Experimental Techniques“ 1989 zusammen mit Josef Eibl einen Beitrag eingereicht hat. Impressumsangaben bei denen als Herausgeber „Der Dekan der Fakultät Bauingenieurwesen“ oder als Verlag der „Dirk Proske Verlag“ aufgeführt sind, sind weitere Beispiele, die hingegen den Leser zum Stutzen oder Schmunzeln bringen.

Aufgrund des Bestrebens, sämtliche Werke im Original vorliegen zu haben, um vor allem Seiten- und Impressumsangaben zu erhalten bzw. zu überprüfen, wurden sehr viele Fernleihbestellungen bei fremden Bibliotheken vorgenommen. Obwohl die meisten Bestellungen erfolgreich und unkompliziert erfolgten, so wurde bei Präsenzexemplaren oftmals nicht der Bitte nachgekommen, neben dem Beitrag auch die Titelseite, das Impressum und das Inhaltsverzeichnis zu kopieren, sodass in diese Fällen die Digitalisierung nicht vollständig erfolgen konnte.

Trotz größter Mühe und sehr vielen unabhängigen Kontrollen ist es auch bei dieser Aufarbeitung leider nicht gänzlich ausschließbar, dass sich der eine oder andere Fehler eingeschlichen hat. Auch eine absolute Vollständigkeit kann nicht gewährleistet werden, denn Veröffentlichungen mit einer sehr geringen Auflage und fachfremde Aufsätze, auf die ich mehr oder weniger zufällig stieß oder

zu denen ich Tipps bekam – beispielsweise Kochbücher oder Aufsätze über Modelleisenbahnen –, erschwerten die Recherche erheblich. Dennoch stellt die angefertigte Arbeit einen großen qualitativen Zugewinn für die Bibliografie dar. Demzufolge wäre es wünschenswert, dass diese neu geschaffene Ausgangsbasis fortlaufend weitergeführt und vervollständigt wird. Dazu gehört neben der Aufnahme bzw. Überarbeitung aller Veröffentlichungen nach 2003 auch die Aufnahme von Forschungsberichten sowie Vorträgen, die, wie bereits erwähnt, bisher nur am Rande betrachtet wurden.

Bei einer Fortführung der Arbeit gibt es zudem eine Vielzahl von weiteren Ideen und Möglichkeiten zur Ergänzung. So wäre z. B. eine eingehendere inhaltliche Überprüfung der Publikationen erstrebenswert um herauszufinden, in welchen Veröffentlichungen gleiche Kernpunkte thematisiert wurden und dies in der Bibliografie kennzeichnen zu können. Darauf aufbauend könnten Keywords erstellt werden, um eine schnelle thematische Zuordnung und Sortierung zu ermöglichen, die über Begriffe, die im Titel einer Publikation verwendet wurden, hinausgeht. Außerdem könnten Statistiken und Auswertungen zu der thematischen und quantitativen Entwicklung im zeitlichen Kontext erstellt werden, die durchaus zu interessanten Ergebnisse führen könnten. Eine Kopplung mit bzw. Überführung der Daten in eine Literaturliteraturdatenbank würde die bibliografische Arbeit abrunden.

Zum Schluss noch einige wenige Fakten. 234 Publikationen (ohne Forschungsberichte und Vorträge) sind in der zum heutigen Tag Manfred Curbach übergebenen digitalen Bibliografie für die Jahre 1984 bis 2003 erfasst. Auf ein Abdrucken einer Liste aller Veröffentlichungen des Jubilars, wie es oftmals in Festschriften gemacht wird, möchten wir an dieser Stelle verzichten. Dies ist zum einen der schieren Anzahl der Publikationen geschuldet, die viele Seiten dieses Buches beanspruchen würde, zum anderen auch der Tatsache, dass wir zwar für die ersten 20 Jahre der Publikationstätigkeit mittlerweile sehr zuverlässige Angaben machen können, der Zeitraum von 2004 bis heute aber noch einer detaillierteren Betrachtung bedarf.

Wie kam es eigentlich dazu, dass ich mich mit der Bibliografie von Manfred Curbach beschäftigt habe? Die Idee zur Zusammenstellung einer vollständigen Bibliografie kam Silke Scheerer, Ulrich van Stipriaan und Wolfgang Leiberg im Zuge des Erstellens der Festschrift und der Vorbereitung der Festveranstaltung anlässlich des 60. Geburtstags von Prof. Curbach. Wie viel Arbeit dies dann bedeutete, konnten wir anfänglich überhaupt nicht abschätzen. Letztendlich wurde ich von verschiedenen Personen dabei unterstützt. Für die Klärung von Detailproblemen aber auch für moralische Aufbauarbeit, weitere Ermutigung und Abgrenzung standen Silke Scheerer und Ulrich van Stipriaan zur Verfügung. Die Digitalisierung wurde gänzlich von Schülern und Studenten durchgeführt. Besonders möchte ich hier Friedrich Hofer erwähnen, der den größten Teil dieser Arbeit als Schülerarbeit in seinen Ferien bewältigte. Unterstützt wurde er von Enrico Baumgärtel und Johannes Heller. Zudem wirkten die beiden letztgenannten bei der Erweiterung, Überarbeitung und Kontrolle der Publikationsliste mit. Geholfen haben weiterhin Josepha Lorenz, Hannah Knobloch und Maria Bölicke. Ganz individuell haben außerdem noch folgende Personen zu dem Gelingen der Arbeit beigetragen: Michael Frenzel (Bestellung eines fehlenden FRILO-Magazins), Elisabeth Schütze (fand Modelleisenbahnveröffentlichungen), Sabine Hofmann und Silvia Haubold (Suche von gewissenhaften Schülern und SHKs sowie Zurverfügungstellen der vorhandenen Publikationslisten und bereits eingescannter Dokumente), Angela Heller (Hilfe beim Auffinden eines schwierigen Veröffentlichungsfalls) und Harald Michler (Klärung von Detailfragen zu älteren Veröffentlichungen). AS

Manfred Curbach

Habilitation / Promotionen

Stand: 28. August 2016

Habilitation als Erstgutachter

Regine Ortlepp 27.10.14 Aspekte der Sanierung und Verstärkung von Betonbauteilen

Promotionen als Erstgutachter

Thomas Bösche	11.05.00	Verwendung bituminöser Schichten im Massivbau – Möglichkeiten für den Einsatz und die Berechnung
Jens Tusche	26.11.02	Spannungumlagerung bei Zweifeldträgern, bestehend aus Fertigteilen und Ort betonplatte, unter Berücksichtigung des genauen Materialverhaltens an der Stützstelle
Dirk Proske	26.06.03	Beitrag zur Risikobeurteilung von alten Brücken unter Schiffsanprall
Frank Jesse	21.12.04	Tragverhalten von unidirektionalen und textilen Bewehrungen aus Multifilamentgarnen in einer zementgebundenen Matrix
Lars Eckfeldt	20.07.05	Analytische Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen
Torsten Hampel	20.11.06	Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung
Harald Michler	15.12.06	Schubdübel – Shear Lugs – Ein Modell zur Berechnung von Einbauteilen mit Schubdübeln
Sebastian Ortlepp	10.05.07	Zur Beurteilung der Festigkeitssteigerung von hochfestem Beton unter hohen Dehngeschwindigkeiten

Regine Ortlepp	13.07.07	Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten für Betonbauteile
Anna Bösche	14.09.07	Möglichkeiten zur Steigerung der Biegetragfähigkeit von Beton- und Stahlbetonbauteilen durch den Einsatz textiler Bewehrungen – Ansatz für ein Bemessungsmodell
Kerstin Speck	31.01.08	Beton unter mehraxialer Beanspruchung – Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung
Yen Le Michler	20.02.09	Entwicklung eines Versuchsstandes zur mehraxialen Beanspruchung von textilbewehrtem Beton
Silke Scheerer	27.11.09	Hochleistungsleichtbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung. Eine experimentelle Analyse
Erich Karl Borer	27.11.09	Externe Vorspannung – Theoretische und experimentelle Untersuchung von Feldumlenkstellen (Feldlinsen) bei Hochkastenbrücken
Silvio Weiland	09.12.09	Interaktion von Betonstahl und textiler Bewehrung bei der Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton
Dirk Jesse	17.12.10	Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter zweiaxialer Zugbeanspruchung
Alexander Lindorf	01.12.11	Ermüdung des Verbundes von Stahlbeton unter Querzug
Anett Brückner	16.12.11	Querkraftverstärkung von Bauteilen mit textilbewehrtem Beton
Frank Schladitz	20.12.11	Torsionsverhalten von textilbewehrten Stahlbetonbauteilen
Steffen Schröder	29.11.12	Verbundverhalten von Spanngliedern unter mehraxialer Beanspruchung
Laura Ritter	28.11.13	Der Einfluss von Querzug auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl
Birgit Beckmann	10.12.13	DEM-Simulation von Bruchphänomenen im Beton
Robert Ritter	20.12.13	Verformungsverhalten und Grenzflächen von Ultrahochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung
Gregor Schacht	18.09.14	Experimentelle Bewertung der Schubtragsicherheit von Stahlbetonbauteilen
Tobias Wilhelm	04.11.14	Wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion. Ein Beitrag zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Spannbetonbrücken mit Hennigsdorfer Spann Stahl
Enrico Lorenz	16.12.14	Endverankerung und Übergreifung textiler Bewehrungen in Betonmatrices
Viet Anh Nguyen	18.12.14	A study on Textile Reinforced- and Expanded Polystyrene Concrete Sandwich Beams
Andreas Bach	15.12.15	Stahlbetonbauteile unter kombinierten statischen und detonativen Belastungen in Experiment, Simulation und Bemessung

Promotionen als Zweitgutachter

Dietmar Küttner	25.06.96	Die Stützmomente punktgestützter vorgespannter Platten (Flachdecken)
Matthias Rudolf	14.11.97	Zur Spannungsumlagerung zwischen Spann Stahl und Betonstahl bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund
Frank Mönke	20.04.98	Beitrag zur Weiterentwicklung von Schalsteinsystemen für variable Wandquerschnitte, vorzugsweise Hochbaukonstruktionen
Markus Hauser	25.06.98	Eine kognitive Architektur für die wissensbasierte Unterstützung der frühen Phasen des Entwurfs von Tragwerken
Lutz Vogt	26.10.98	Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Verbesserung der Standsicherheit von Stützmauern
Abdul Suleimann	30.10.98	Trag- und Verformungsverhalten von historischem Natursteinmauerwerk vor und nach einer Fugeninstandsetzung mit Stopfmörtel
Thomas Fritsche	19.12.00	Schnittgrößenverteilung nachträglich ergänzter Betonbauteile im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter Berücksichtigung der Rissbildung
Uli Donaubaueer	08.05.02	Rechnerische Untersuchungen der Durchbiegung von Stahlbetonplatten unter Ansatz wirklichkeitsnaher Steifigkeiten und Lagerungsbedingungen und unter Berücksichtigung zeitabhängiger Verformungen
Gunther Wehr	30.05.02	Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von querkraftbewehrten Elementen aus Porenbeton
Andreas Rogge	23.07.02	Materialverhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung
Holger Flederer	08.08.02	Beitrag zur Berechnung von Stahlverbundträgern im Gebrauchszustand unter Berücksichtigung stochastischer Größen
Marc Gutermann	03.07.03	Ein Beitrag zur experimentell gestützten Tragsicherheitsbewertung von Massivbrücken
Björn Banholzer	19.08.04	Bond behaviour of a multi-filament yarn embedded in a cementitious matrix
Anwar Abdkader	04.10.04	Charakterisierung und Modellierung der Eigenschaften von AR-Glasfilamentgarnen für die Betonbewehrung – Mechanische Eigenschaften unter Berücksichtigung des Verbundverhaltens zwischen den Filamenten und Dauerhaftigkeit
Raimo Füllsack-Köditz	08.10.04	Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen

Matthias Molter	03.06.05	Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton
Enrico Schwabach	26.07.05	Verformungs- und Degradationsverhalten von niederzyklisch uniaxial druckbeanspruchtem Beton
Michael Cylok	09.08.06	Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung – Exkurs: Umweltökonomische Betrachtung
Jörg Dietz	18.08.06	Ein Beitrag zur wirklichkeitsnahen Modellierung von hochfestem Beton im jungen Alter
Oliver Bruckermann	04.05.07	Zur Modellierung des Zugtragverhaltens von textilbewehrtem Beton
Thorsten Heidloff	06.09.07	Zeit- und beanspruchungsabhängiges Tragverhalten von polymermodifiziertem Beton unter mehrfach wiederholter Beanspruchung
Ingolf G. Lepenies	15.11.07	Zur hierarchischen und simultanen Multi-Skalen-Analyse von Textilbeton
Uwe Köckritz	17.12.07	In-Situ Polymerbeschichtung zur Strukturstabilisierung offener nähgewirkter Gelege
Enrico Tartsch	21.01.08	Bewertung der Dauerstandfestigkeit von dampfgehärtetem Porenbeton auf der Grundlage von Kurzzeitversuchen
Stefan Voss	16.05.08	Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton
Lars Rüdiger	15.01.09	Tragverhalten von Stahlbetonplatten unter Berücksichtigung der Steifigkeitsänderung im gerissenen Zustand
Marko Butler	19.01.09	Zur Dauerhaftigkeit von Verbundwerkstoffen aus zementgebundenen Matrices und alkaliresistenten Glasfaser-Multifilamentgarnen
Iris Vogt	30.03.09	Strukturelle Klebungen mit UV- und lighthärtenden Acrylaten
Roman Wendner	08.04.09	Modale Steifigkeitsidentifikation zur Zustandserfassung von Strukturen aus Konstruktionsbeton
Cornelius Oesterlee	22.09.10	Structural Response of Reinforced UHPFRC and RC Composite Members
Biol Fitik	29.02.12	Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich
Richard Wensauer	05.11.13	Zum Einfluss hochdynamischer Einwirkungen auf das Verbundverhalten von Stahlbeton
Mario Hansl	21.10.14	Textilbewehrte Betone zur Instandsetzung und Verstärkung von Fahrbahnplatten aus Stahlbeton
Alexander Hückler	28.01.16	Trag- und Verformungsverhalten von biegebeanspruchten Bauteilen aus Infraleichtbeton (ILC)

Ulrich van Stipriaan (Fotos)

Institut für Massivbau | Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter

Stand: 28. August 2016

Manfred Curbach, Professur für Massivbau



Ulrich Häußler-Combe, Professur für Spezielle Massivbauwerke





*Silke Scheerer
Geschäftsführende
Oberingenieurin*



*Wolfgang Leiberg
Oberingenieur
Projektmanagement*



*Silvia Haubold
Controlling*



*Sabine Hofmann
Sekretariat, SPP 1542*



*Ulrich van Stipriaan
Presse und Öffentlichkeitsarbeit*

(Foto: Dirk Jesse)



*Dajana Musiol
C³ – Carbon Concrete Composite*



*Jana Strauch
C³ – Carbon Concrete Composite*



*Angela Heller
Sekretariat Spezielle Massivbauwerke*



*Mathias Zagermann
Administrator*

Verwaltung



Sebastian Wilhelm
Forschungsgruppenleiter



Michael Frenzel



Maria Patricia Garibaldi



Angela Schmidt



Nico Schmidt



Oliver Steinbock



Kerstin Speck
Forschungsgruppenleiterin



Birgit Beckmann



Jakob Bochmann



Marcus Hering



Tino Kühn



Petr Máca



Evmorfia Panteki



Matthias Quast



Dirk Reischl



Frank Schladitz
Forschungsgruppenleiter



Sandra Kranich



Matthias Lieboldt



Stefan Minar



Angela Reute



Dominik Schlüter



Matthias Tietze



Harald Michler
Forschungsgruppenleiter



Daniel Ehlig



Karoline Holz



Daniel Karl



Sebastian May



Egbert Müller



Frank Neumann

Team Textilbeton



Thoralf Schober



Alexander Schumann



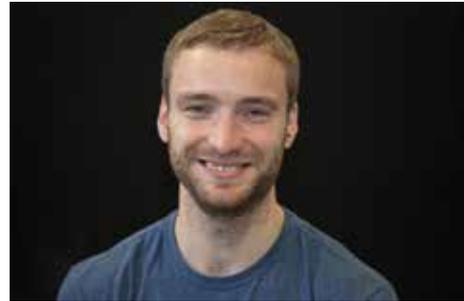
Elisabeth Schütze



Tilo Senckpiel



Juliane Wagner



Jörg Weselek



Robert Zobel

Team Textilbeton

Otto-Mohr-Laboratorium





Torsten Hampel
Laborleiter



Kathrin Dietz
Stv. Laborleiterin



Petra Kahle
Sekretariat

Otto-Mohr-Laboratorium



Sabine Wellner



Robert Schneider



Rainer Belger



Heiko Günther



Thomas Häntzschel



Jens Hohensee



Tino Jänke



Michael Liebe



Maik Patricny



Annett Pöhland



Mario Polke-Schmidt



Doreen Sonntag



Andreas Thieme



Heiko Wachtel



Bernd Wehner

