



Der Prüferingenieur

29 Oktober 2006

Seite 4

Lokal handeln – global denken

Seite 21

Winderregte Hängerschwingungen an Stabbogenbrücken

Seite 36

Synchronisierte Schritte auf der Londoner Millenniumbrücke

Seite 42

Vom Explosionsszenario zur Bemessungslast

Seite 53

DIN 1055, Teil 9 – Außergewöhnliche Einwirkungen und
probabilistische Verfahren

Seite 64

Die neue DIN 1055, Teil 5 – Schnee- und Eislasten

INHALT

EDITORIAL

Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä:
Lokal handeln – global denken **4**

NACHRICHTEN

- Arbeitstagung 2006 in Berlin: Prüfengeieure lehnen eine weitere
Deregulierung im Bauwesen strikt ab **6**
Bundesvereinigung mit neuem Vorstand **8**
Die Geschäftsstelle zieht nach Berlin **9**
Die ARGEBAU empfiehlt den Ländern die Einführung der DIN 1055 zum 1. Januar 2007 **10**
Gerhard Feld † **11**
NRW: 15. Bautechnisches Seminar am 25. Oktober **11**
Die Bundesvereinigung koordiniert jetzt die Zusammenarbeit der europäischen Verbände **12**
OFD-Verfügung zu den Rechnungen der Prüfengeieure **12**
Die Hälfte aller untersuchten Gebäude hatte starke Mängel **13**
Der BÜV schließt die Überarbeitung seiner Empfehlungen für
tragende Kunststoffbauteile ab **13**
Arbeitskreis Katastrophenschutz strebt eine Zertifizierung seiner Mitglieder an **14**
BVPI will die EC-2-Einführung mit eigenen Erfahrungen beeinflussen **15**
Lehrgang für Sachkundige Planer **15**
Ursachen und Folgen des Einsturzes der Dachkonstruktion der
Eissporthalle in Bad Reichenhall **16**

BAUDYNAMIK

Dr.-Ing. habil. K.G. Schütz/Dipl.-Ing. R. Ehmman/Dipl.-Ing. M. Gitterle:
Winderregte Hängerschwingungen an Stabbogenbrücken **21**

Prof. Dr. Bruno Eckhardt:
Synchronisierte Schritte auf der Londoner Millenniumbrücke **36**

TRAGWERKSPLANUNG

Prof. Dr.-Ing. Norbert Gebbeken/Dipl.-Ing. Torsten Döge:
Vom Explosionsszenario zur Bemessungslast **42**

EINWIRKUNGEN

Ltd. Baudirektor Dipl.-Ing. Claus Kunz:
DIN 1055, Teil 9 – Außergewöhnliche Einwirkungen und
probabilistische Verfahren **53**

Dr.-Ing. Günter Timm:
Die neue DIN 1055, Teil 5 – Schnee- und Eislasten **64**

IMPRESSUM 73

Lokal handeln – global denken

Die hoheitliche, präventive bautechnische Prüfung durch unabhängige, selbstständige Prüffingenieure oder Sachverständige mit gleichen Anerkennungsvoraussetzungen hat sich in Deutschland im Hinblick auf erfolgreiche Gefahrenabwehr bewährt. Sie weist darüber hinaus durch die damit verbundene Qualitätssicherung sowohl in privatwirtschaftlicher als auch in volkswirtschaftlicher Hinsicht eine positive Bilanz auf. Nutznießer sind die Bauherren, insbesondere auch bei kleinen Bauvorhaben, die durch den unabhängigen fachlichen Rat vor schwerwiegenden wirtschaftlichen Konsequenzen aus Fehlern oder Schäden bewahrt werden.



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

Es ist aber notwendig, sich auf dem Fundament des Bewährten den Herausforderungen unserer Zeit zu stellen und die Institution unseres Prüffingenieurs für die Zukunft weiter zu entwickeln.

Herausforderungen bestehen im zunehmenden Verlust staatlichen Ordnungswillens durch Privatisierung bei gleichzeitiger Deregulierung. Der Prüffingenieur selbst ist ja ein Klassiker erfolgreicher, weil geregelter Privatisierung. Deregulierung von Anforderungen und Arbeitsbedingungen führt zu Missständen mit schwerwiegenden Folgen.

Herausforderungen bestehen auch in den Verführungen eines unregulierten freien europäischen Bauemarktes. Beim Planen und Bauen werden ja im Unterschied zum Handel mit vorhandener, reproduzierbarer Regalware die entsprechenden Dienstleistungen, Produkte oder baulichen Anlagen erst nach dem Kaufvertrag erzeugt. Im Preiswettbewerb lässt sich daher deren Qualität in der praktischen Umsetzung im Zweifelsfall weder einfordern noch sicherstellen. Die Erfahrung der vergangenen 20 Jahre zeigt, dass das Wettbewerbsprinzip über den Marktpreis alleine in allen Bereichen der Bauwirtschaft gescheitert ist. Verfechter neoliberaler Ideologien hingegen verweigern sich dieser Wahrnehmung von Realität.

Verführerisch sind auch werbeoffensive Prüforganisationen, die einem fachlich nicht kompetenten Bauherren oder Betreiber durch Panikmache und durch Vortäuschen von Kompetenz marktschreierisch Prüfplaketten zum Billigpreis anbieten. Im Nachgang zum Unglück von Bad Reichenhall hat es hier beschämende Beispiele gegeben, und die Dummen werden offensichtlich nicht alle.

Die Strategie der Vorstandsarbeit der Bundesvereinigung der Prüffingenieure besteht in einer realistischen Bestandsaufnahme dieser marktpolitischen, wirtschafts-

politischen und gesellschaftlichen Strömungen, um aus deren Analyse die Fortentwicklung unseres Berufsstands im Innen- und Außenverhältnis zu entwickeln.

■ Fortentwicklung bedeutet beispielsweise die Erarbeitung einer zeitgemäßen Prüfmethodik nach den Grundsätzen der Risikoanalyse und der Berücksichtigung von Gefährungsklassen bei einer engen Verzahnung von Maßnahmen für die Sicherstellung von Standsicherheit und Brandschutz.

■ Fortentwicklung bedeutet die länderübergreifende Erarbeitung eines Leitfadens oder Pflichtenheftes für die bautechnische Prüfung, der zu gegebener Zeit auch als Grundlage für eine europäische Zertifizierung dienen kann.

■ Fortentwicklung bedeutet aktive, professionelle Mitwirkung bei der Normung und Vorschläge für handhabbare Lösungen bei der Anwendung von Eurocodes, Vorschläge für Arbeitsunterlagen, die im DIN, im DIBt und in der ARGEBAU verabschiedet werden, wie dies beispielsweise in der Sonderkommission der ARGEBAU für wiederkehrende Prüfung und Überwachung im Anschluß an das Unglück in Bad Reichenhall geschehen ist.

■ Fortentwicklung bedeutet Schulterschuß mit Kammern und Ingenieurverbänden, mit anderen Berufsverbänden gleicher Interessenslage und mit der Bauindustrie.

■ Fortentwicklung bedeutet die Bereitstellung bautechnischen Sachverständes für politische Entscheidungsträger beim Umgang mit unserer gebauten Umwelt.

■ Fortentwicklung bedeutet aktive Mitarbeit in europäischen Gremien, wie z.B. im European Consortium of Building Control, wo wir insbesondere bei den Vertretern der neuen Mitgliedsstaaten der EU Verbündete finden (siehe Seite 12).

■ Fortentwicklung bedeutet die Darstellung unseres Berufes im europäischen Ausland. Aus diesem Grunde soll die nächste Jahrestagung der BVPI unmittelbar mit dem IABSE Symposium in Weimar verknüpft werden, das unter dem Titel steht: „Improving Infrastructure Worldwide, bringing people closer“. Dort wird ein ganzer Themenblock über „Check Engineering and Monitoring, International Review on Quality Control Systems“ stattfinden.

■ Fortentwicklung bedeutet, in der Außendarstellung ein positives Profil zu gewinnen, z.B. als Prüffinge-

neur „dein Freund und Helfer“, der über die bauaufsichtlichen Aufgaben hinaus in fachlich und sozial kompetenter und unabhängiger Weise Probleme löst.

■ Fortentwicklung bedeutet, die Dienste der Bewertungs- und Verrechnungsstellen in allen Bundesländern und für alle Prüfaufgaben, z.B. auch für Ingenieurbauten im Strassen- Eisenbahn- und Wasserbau anzubieten um so Behörden von Verwaltungsaufgaben zu entlasten, damit sie ihrer eigentlichen Leitungsaufgaben mit gebündelter fachlicher Kompetenz gerecht werden können.

Zur Bewältigung dieses hier nur ausschnittsweise zitierten Themenkataloges hat sich der neu gewählte Vorstand der Bundesvereinigung ressortbezogen aufgestellt (siehe Seiten 6/8). Präsident und Vizepräsident werden die Vertretungs- und Sprecherfunktion sowie die Bereiche Grundsatzfragen, Verbände und Europa übernehmen und für die Geschäftsstelle zuständig sein.

Darüber hinaus wurden Vorstandsmitglieder für die Ressorts „Bautechnik und Baurecht“, „Öffentlichkeitsarbeit und Fortbildung“, „BÜV/EBA und Ingenieurbauten“ sowie „BVS, Finanzen und Gebühren“ gewählt. Mit dieser Arbeitsteilung kann die ehrenamtli-

che Vorstandsarbeit kollegial und effektiv bewältigt werden.

Die Vorsitzenden der Landesvereinigungen sind in diese Vorstandsarbeit integriert und beraten und unterstützen sich darüber hinaus gegenseitig im erweiterten Vorstand bei allen sich aus den laufenden Novellierungen der 16 Landesbauordnungen ergebenden Problemstellungen.

Der Sitz der Geschäftsstelle wird zum 2.1.2007 nach Berlin verlegt, um in der gemeinsamen Arbeit der in Berlin vertretenen Berufsverbände eine aktive Rolle spielen zu können.

Die Bundesvereinigung der Prüflingenieure sieht sich der Bauwirtschaft gegenüber insgesamt verpflichtet und übernimmt gesellschaftspolitische Verantwortung.

Sie vertraut auf die aktive Mitarbeit, das gleichgerichtete Handeln und ein solidarisches und vorbildliches Verhalten aller Mitglieder.

Die Folgen aus dem europäischen Einigungsprozess und aus der Globalisierung sind Anregung und Chance für die Fortentwicklung unseres Berufsstandes.

Nehmen wir sie wahr!



Bundesvereinigung wählt einen neuen Vorstand/Andrä als Präsident bestätigt

Prüfingenieure lehnen eine weitere Deregulierung im Bauwesen strikt ab

Ministerialdirektor Halstenberg fordert die Ingenieure zu besserer Selbstdarstellung auf

Mit einem neu gewählten Vorstand und einer novellierten Satzung will die Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) neue berufspolitische Wege einschlagen. Auf ihrer diesjährigen Arbeitstagung vom 24. bis 26. September in Berlin hat sie einer weiteren Deregulierung im Bauwesen noch einmal eine scharfe Absage erteilt und sich dafür ausgesprochen, „gefährdete Bauten“ einer regelmäßigen statischen Kontrolle zu unterziehen. Gleichzeitig hat ihr wiedergewählter Präsident, Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, „alle unseriösen Akquisitionspraktiken“, wie sie beispielsweise der TÜV in dieser Sache betreibt, „im Interesse unserer Mitglieder“ abgelehnt.

Andrä hatte einen bis auf den letzten Platz besetzten Saal vor sich, als er im Pro Arte Maritim Hotel in Berlin den öffentlichen Teil der Arbeitstagung eröffnete und dabei das Bestreben des Staates verurteilte, sich durch Deregulierung und Privatisierung seiner originären Verantwortung zu entledigen. Andrä räumte mit dem Irrglauben auf, Deregulierung nütze den Schwachen, also dem Mann auf der Straße oder dem

Häuslebauer um die Ecke; vielmehr seien die Starken die Nutznießer der Deregulierung und der Privatisierung.

Sie, so sagte Andrä, Erhard Eppler aufnehmend, öffneten sich mit der Macht ihres Geldes jede Tür, wenn es „durch gesetztes und durchgesetztes Recht keine ordnenden und nur dem Gemeinwohl verpflichteten Regelungen für die Beziehungen zwischen den Men-

schen gibt“. Ihr Einfluss auf unsere bauliche und städtebauliche Entwicklung sei heute schon nicht mehr zu übersehen, und sie seien es auch, fuhr Andrä fort, die, wenn die Deregulierung weiter zunimmt, „in blindem Eigeninteresse zwangsläufig die Qualität unserer gebauten Umwelt krebsgeschwürartig strangulieren werden“.

Deutlich ging Andrä auch auf kritische Stimmen aus den eigenen Reihen ein, die im Zusammenhang mit dem Unfall in Bad Reichenhall bemängelt hätten, dass sich die Bundesvereinigung der Prüfingenieure nicht ausreichend an der vordergründigen öffentlichen Panikmache des TÜV beteiligt habe und beteilige, um entsprechende Überwachungsaufträge, Stichwort 1000 Euro pro Halle, für die Mitglieder der Landesvereinigungen zu akquirieren.

Hierzu stellte Andrä fest, dass sich die Bundesvereinigung sehr wohl für eine angemessene Bauwerksüberwachung einsetze und auch in den Gremien der Bauministerkonferenz mitarbeite. Die Empfehlungen der ARGEBAU, die in diesem Herbst verabschiedet werden, seien, so Andrä wörtlich, „auf der Grundlage eines von uns erarbeiteten Papieres entstanden, und wir finden damit auch Anerkennung und Respekt bei vielen kommunalen Trägern von Versammlungsstätten“.

Eine Lanze brach Andrä – wie er es auch schon im vergangenen Jahr getan hat – für den „viel gescholtenen öffentlichen Dienst und das Beamtentum“. Dort seien Gemeinwohlverpflichtung sowie



Foto: Henning Lüdgers

Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, neuer und alter Präsident der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI), begrüßt die zahlreichen Teilnehmer der diesjährigen Arbeitstagung seines Verbandes

fachliche und wirtschaftliche personale Unabhängigkeit noch nicht vergessen, sondern gang und gäbe. Deshalb gebe es auch weltweit keine Bauverwaltung, die „hinsichtlich ihrer Effektivität, ihres technischen Know-hows, ihrer Unabhängigkeit, ihrer fachlichen Qualifikation und ihrer volkswirtschaftlichen Effizienz der deutschen Bauverwaltung vergleichbar wäre“.

Diese Qualität liege aber nicht in totem Papier oder auf elektronischen Datenträgern begraben, sondern sie „lebt in den Personen, die sie tragen“. Dabei dachte Andrä, wie er sagte, „natürlich auch an unsere Prüffingenieure“, aber doch „in erster Linie an die Beamten und Angestellten in unseren Baurechtsbehörden und Bauämtern, die wie sonst nirgends auf der Welt qualifiziert sind“.

Und wörtlich fuhr Andrä fort: „Die Pflege und Bewahrung unabhängiger fachlicher Kompetenz in unseren Behörden ist eine ganz wesentliche Rahmenbedingung für eine erfolgreiche wirtschaftliche Entwicklung der Bauwirtschaft in der sozialen Marktwirtschaft. Sie darf nicht einer Privatisierungs- und Deregulierungs-Zwangsneurose geopfert werden. Die Unvernunft kurzfristiger kaufmännischer Betrachtungsweisen zeigt sich auch am Mangel der Pflege und Unterhaltung, des Bestands an gebauter Umwelt. Bad Reichenhall lehrt uns, dass es nicht neue Gesetze sind, deren wir bedürfen, schließlich steht die Forderung nach angemessener Bauwerksunterhaltung in jeder Bauordnung. Aber wir brauchen dazu eben fachkundige Personen, die sich im Zweifel auch gegen den Kaufmann durchsetzen können.“

Neben viel politischer Prominenz – beispielsweise der Berliner Senatorin für Stadtentwicklung, Ingeborg Junge-Reyer – waren auch zahlreiche Vertreter der Bauverwaltungen des Bundes und



Ingeborg Junge-Reyer (SPD), die Senatorin für Stadtentwicklung in Berlin, hat den Prüffingenieuren in Deutschland attestiert, dass Sicherheit eine absolute Größe sei, die nicht geteilt werden könne. Deshalb habe sie bei der Novellierung der neuen Berliner Bauordnung „ganz bewusst“ auf die Qualifikation und die Unabhängigkeit der Prüffingenieure gesetzt – und sei bisher gut damit gefahren.

der Länder zu dieser Arbeitstagung gekommen, die solche Sätze sicher gerne hörten, unter ihnen auch der Chef der Abteilung Bauwesen, Bauwirtschaft und Bundesbauten im Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Ministerialdirektor Michael Halstenberg.

Er hat den deutschen Bauingenieuren dringend empfohlen, ihr professionelles Licht nicht weiter so eklatant unter den Scheffel zu stellen, sondern wirksame Marketingstrategien zu entwickeln, mit denen sie der Politik und der Öffentlichkeit gegenüber überzeugend dartun sollten, welche Rolle im volkswirtschaftlichen und bauordnungsrechtlichen Kontext sie wirklich spielen.

Geradezu zornig könne er werden, sagte Halstenberg, Zorn in der Stimme und auf seiner Miene, wenn er im Verlauf seiner administrativen und politischen Geschäfte immer wieder mit Schrecken erleben müsse, wie

schlecht sich seine Kollegen, die Ingenieure des Bauwesens, in eben diesem politischen Geschäft verkaufen und wie weit unter ihrem Wert sie politisch behandelt und im öffentlichen Ansehen gehandelt würden.

Halstenbergs deutlicher Rat war der Schluss- und gleichzeitige Höhepunkt eines neuen Elements im Ablauf der Arbeitstagungen der BVPI, einer Podiumsdiskussion zu einem aktuellen Thema. Zu ihr hatte die BVPI unter der Moderation des Leiters des Berliner Hauptstadtstudios des Norddeutschen Rundfunks, Dietmar Riemer,

- den Professor für Verkehrswesen und Raumentwicklung der Universitäten in Lichtenstein und Kassel, Dr.-Ing. Hans-Henning von Winning,

- den Nationalökonom und Professor an der Universität Frankfurt, Prof. Dr. Wilhelm Hankel (der unter dem vormaligen Bundeswirtschaftsminister Prof. Karl Schiller die „Bundeschätzchen“ erfunden hat),

- den Leiter des Dezernats Stadtentwicklung, Bauen, Wohnen und Verkehr des Deutschen Städtetages, Folkert Kiepe, und

- Ministerdirektor Michael Halstenberg vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung

zu einem öffentlichen Disput über die Fragen zusammengeführt, ob Deutschlands Infrastruktur zu verkommen drohe.

Einig war man sich in fast zweistündiger lebhafter Debatte in der Beurteilung, dass es am Gelde nicht mangle, um die Infrastruktur in Deutschland auf Vordermann zu bringen, denn „eigentlich“ sei genug Geld vorhanden. Uneins war man sich nur über die Antwort auf die Frage, wie man diese Gelder aktivieren könne.

So schlug der Verkehrswissenschaftler von Winnigen vor, der Staat solle „als Eigentümer der Straßen“ jährlich bis zu 100 Milliarden Euro mit dem „Road Pricing“ einnehmen, mit einer Gebühr für jede Straßenbenutzung eines jeden motorisierten Fahrzeugs also; der Nationalökonom Prof. Hankel empfahl dagegen, föderalistisch motivierte grundgesetzliche Hürden wegzuräumen, die den Städten und Gemeinden jenes Geld vorenthalten, das sie brauchen, um die 70 Prozent aller staatlichen Investitionen zu tätigen, die ihnen zugewiesen sind; und Halstenberg als ober-

ster der deutschen Baubeamten setzte auf die Kraft der sich belebenden Konjunktur und empfahl überdies, die gesetzlich fixierten und die freiwillig übernommenen kommunalen Aufgaben ausgabenkritisch zu überprüfen und gegeneinander abzuwägen; und der Repräsentant des Städtetages mahnte eine Verbesserung des Konnexitätsverhältnisses für staatlich-kommunale Investitionen an, also jenes Prinzips, nach dem derjenige die Musik bestimmt, der sie bezahlt.

Die Diskussion auf dem Podium war nicht das einzige der

außerfachlichen Elemente dieser Arbeitstagung, die den Prüflingen und ihren Gästen nicht nur einen zum Teil recht intimen Blick in die Welt des „Big Money“ gewährte, die Professor Hankel eloquent, kenntnis- und erfahrungreich und spannend immer wieder erklärte, sondern auch in die Welt der medizinischen Diagnostik und der chirurgischen Therapie.

In dieser Welt spielt der Festredner der diesjährigen BVPI-Arbeitstagung, Professor Dr. Heinz-Otto Peitgen, Professor für Mathematik und Biomedizinische Wissenschaften und Direktor des Centrums für Komplexe Systeme und Visualisierung an der Universität Bremen, eine weltweit höchst respektierte Rolle.

Er hat mehrere computerunterstützte Methoden der bildbasierten Diagnostik und Therapie epidemiologisch bedeutsamer Erkrankungen des Herz-Kreislaufsystems, des Gehirns und der Lunge sowie verschiedener Krebserkrankungen entwickelt. Aus erster Hand erklärte und zeigte Peitgen seinem Auditorium deshalb, wie seine weltweit wohl einmalige Software den Medizinern und Chirurgen eine sehr effiziente Visualisierung und quantitative Analyse medizinischer Bilddaten schenkt. Zu den Hauptanwendungen zählten die reproduzierbare, weitgehend automatisierte Quantifizierung anatomischer beziehungsweise pathologischer Strukturen sowie die zuverlässige Risikoanalyse komplexer chirurgischer und interventioneller Eingriffe.

Geschickt verstand es Peitgen, diesen exkursorischen Teil seines Vortrages in jenen einzubauen, der sich mit seinem eigentlichen Thema beschäftigte: dem Chaos in der Ordnung und der Ordnung im Chaos, einem Sujet, das Peitgen vor genau zehn Jahren bei der BVPI-Arbeitstagung 1996 in Baden-Baden schon einmal be-

Bundesvereinigung mit neuem Vorstand

Turnusgemäß hat die Bundesvereinigung der Prüflingen für Bautechnik (BVPI) während ihrer diesjährigen Mitgliederversammlung in Berlin einen neuen Vorstand gewählt.

Auf Vorschlag des bisherigen Vorstandes wurden in dieser Wahl für die kommenden vier Jahre in den BVPI-Vorstand gewählt beziehungsweise wiedergewählt:

■ *Zum Präsidenten:*

Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, Geschäftsführer der Leonhardt & Andrä Beratende Ingenieure VBI GmbH (Berlin);

■ *zum Vizepräsidenten:*

Dipl.-Ing. Peter Otte, Partner des Ingenieurbüros Otte & Schulz GbR (Neustrelitz), Präsident der Ingenieurkammer von Mecklenburg-Vorpommern;

als Mitglieder des Vorstandes (mit jeweiliger Ressortverantwortung):

■ *Baurecht und Bautechnik:*

Prof. Dipl.-Ing. Günter Ernst, Geschäftsführender Gesellschafter der Krebs und Kiefer & Partner GmbH (Darmstadt) Honorarprofessor der TU Darmstadt;

■ *Öffentlichkeitsarbeit, Der Prüflingenieur, Fortbildung:*

Dr.-Ing. Klaus Kunkel, Geschäftsführer der Kunkel + Partner KG (Düsseldorf);

■ *EBA, BÜV und Ingenieurbauten:*

Dr.-Ing. Dietmar H. Maier, Partner der Ingenieurgruppe Bauen (Karlsruhe);

■ *Gebühren, BVS und Finanzen:*

Dr.-Ing. Dieter Winselmann, Geschäftsführer des Ingenieurbüros Prof. Duddeck und Partner GmbH (Braunschweig).

handelt hatte. Nun also kam die Fortsetzung von damals – mit neuen Erkenntnissen über die Entstehung natürlicher Muster und Strukturen, die einerseits einer gehörigen Portion Zufall ausgesetzt sei, die andererseits aber immer wieder die gleichen Muster und Strukturen in so makelloser Regelmäßigkeit und Stabilität entstehen ließen, dass es sehr schwer-

falle, an die Präsenz des Zufalls zu glauben.

Den gesellschaftlichen Teil ihrer Arbeitstagung 2006 absolvierten die Prüflingenieure und ihre Gäste im TIPI-Zelt im Berliner Tiergarten, vis á vis dem Bundeskanzleramt, wo die Tradition der langen Reihe dieser jährlichen Tagungen erneuert wurde, im zwang-

losen Gespräch kollegiale und freundschaftliche, aber auch geschäftliche Bindungen zu renovieren und zu zementieren.

Die fachlichen Beiträge, also das eigentlich Quintessentielle dieser Tagungen, wird, wie immer in dieser Zeitschrift veröffentlicht.

Klaus Werwath

Die Geschäftsstelle der Bundesvereinigung zieht im Januar von Hamburg nach Berlin

Persönliche Kontakte zu den Führungsebenen in der Bundeshauptstadt sind jetzt unumgänglich

Der Vorstand der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (BVPI) hat beschlossen, die Geschäftsstelle des Verbandes per 1. Januar 2007 nach Berlin zu verlegen. Er sieht dies als Reaktion auf die großen gesellschaftspolitischen Umwälzungen, die auch das in seiner Art einzigartige deutsche Prüfwesen hinsichtlich seiner Bedeutung, seiner Unabhängigkeit und seiner Effizienz unmittelbar gefährden – und damit auch den Berufsstand des Prüflingenieurs.

Eine seiner vordringlichsten Aufgaben sieht der Vorstand der BVPI deshalb darin, auf das sich verändernde politische, rechtliche und gesellschaftliche Umfeld für Baurecht und Bautechnik in Deutschland Einfluss zu nehmen. Hierzu sei aber eine möglichst enge Zusammenarbeit mit

- den Abgeordneten des Deutschen Bundestages,
- den Dienststellen des Bundesrates,
- anderen relevanten Regierungsstellen,
- dem Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung,
- dem Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie (BMWi) und

- den anderen berufspolitisch relevanten Bundesministerien,
- der ARGEBAU,
- dem Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt),
- den Kammern und Ingenieurverbänden,
- den Vertretern der deutschen Bauwirtschaft,
- den am Bau beteiligten Verbandsvertretern auf europäischer Ebene und
- vielen anderen offiziellen Institutionen und Organisationen

erforderlich, die in der Bundeshauptstadt ansässig sind und auf diese Prozesse der Veränderung einwirken.

Zur Erfüllung dieser Aufgabe scheint es dem Vorstand gera-

ten, die Geschäftsstelle der Bundesvereinigung von Hamburg nach Berlin zu verlegen, um sie damit auf die neue Aufgabe der engeren und dauerhaften institutionellen und personalen Zusammenarbeit mit den in Berlin tätigen Entscheidungsträgern in Politik, Verwaltung, Wirtschaft und Wissenschaft auszurichten.

Die derzeitige Planung sieht vor, die Geschäftstätigkeit Anfang 2007 in neuer Umgebung aufzunehmen. Soweit möglich, sollte der Umzug sowohl in personeller als auch in fachlich-inhaltlicher Sicht ohne große Einschränkungen und Verluste erfolgen. Dieses wird im Personalbereich leider nicht in dem gewünschten Maße erfolgen können, sodass für wichtige Schlüsselpositionen – mit Ausnahme des Geschäftsführers – neue Kräfte in Berlin einzustellen sein werden.

Zur Wahrung der Kontinuität der fachlichen Arbeit besteht deshalb seitens des Vorstandes der große Wunsch und die Bitte an alle Mitglieder, insbesondere an die Funktionsträger, die Geschäftsstelle bei der Überbrückung eventueller Engpässe mit Verständnis sowie mit Rat und Tat zu unterstützen.

Die ARGEBAU empfiehlt den Ländern die Einführung der DIN 1055 zum 1. Januar 2007

Sie kann aber auch ab sofort angewendet werden

Die Fachkommission Bautechnik der ARGEBAU – der ständigen Konferenz der für das Bauwesen zuständigen Minister und Senatoren der Länder – hat den obersten Bauaufsichtsbehörden der Länder empfohlen, die neuen Teile 3, 4, 5, 6 und 9 der DIN 1055 – Einwirkungen auf Tragwerke – in einem Paket zum 1. Januar 2007 bauaufsichtlich einzuführen. Das hat der Vorsitzende dieser Fachkommission, Dr.-Ing. Wolfgang Schubert, mitgeteilt und ergänzend auf Folgendes hingewiesen:

Die neuen Teile dieser Norm ersetzen ab dem 1. Januar 2007 die derzeit bauaufsichtlich eingeführten Fassungen der o.g. korrespondierenden Normenteile. Als Stichtag 1. Januar 2007 für die Anwendung der neuen Normenteile gelten beim Baugenehmigungsverfahren der Eingang des Bauantrags bei der Baugenehmigungsbehörde, beim Genehmigungsverfahren der Eingang der erforderlichen Unterlagen bei der Gemeinde und bei verfahrensfreien Vorhaben der Baubeginn.

Mit dieser Ankündigung sollen Bauherrn, Planer und Ausführende über die beabsichtigte Einführung der neuen Normenteile der DIN 1055 informiert werden, damit sie sich rechtzeitig mit dem neuen Normenpaket vertraut machen können.

Für die neuen Normenteile der DIN 1055 ergibt sich folgender Ausgabestand:

- DIN 1055-3, Ausgabe 2006-03, Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten;
- DIN 1055-4, Ausgabe 2005-03, Windlasten; zur Norm gibt es eine Berichtigung 1, Ausgabe 2006-03.
- DIN 1055-5, Ausgabe 2005-07, Schnee- und Eislasten; derzeit werden für alle Länder die Schneelastzongengrenzen für einen einheitlichen Vollzug mit

den Verwaltungsgrenzen der Gemeinden in Einklang gebracht. Die Zuordnung steht seit Ende September 2006 zur Verfügung. Außerdem werden in einer Anlage noch Zusatzregelungen für das norddeutsche Tiefland getroffen.

■ DIN 1055-6, Ausgabe 2005-03, Einwirkungen aus Silos und Flüssigkeitsbehälter; zur Norm gibt es eine Berichtigung 1, Ausgabe 2006-02.

■ DIN 1055-9, Ausgabe 2003-08, Außergewöhnliche Einwirkungen.

Die Notifizierung für diese Normenteile bei der europäischen Kommission ist bereits erfolgt. Die Normen wurden Ende September 2006 in die Musterliste der Technischen Baubestimmungen aufgenommen und vom Deutschen Institut für Bautechnik in Berlin unter www.dibt.de ins Internet eingestellt.

Im Vorgriff auf die bauaufsichtliche Einführung der Länder können die Normen dann bereits angewendet werden. Allerdings sollte die Anwendung in Abstimmung zwischen Bauherr und Planer und ggf. dem Prüflingenieur erfolgen.

Der Vollständigkeit halber hat die Fachkommission auch darauf hingewiesen, dass DIN 1055

Teil 1, Ausgabe 2002-06, Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen und Teil 100, Ausgabe 2001-03, Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, bereits bauaufsichtlich eingeführt sind. Der Teil 7, Ausgabe 2002-11, Temperatureinwirkungen und der Teil 8, Ausgabe 2003-01, Einwirkungen während der Bauausführung, werden nicht eingeführt, weil sie bauaufsichtlich von untergeordneter Bedeutung sind. Teil 10, Ausgabe 2004-07, Einwirkungen infolge Krane und Maschinen, wird von der Einführung solange zurückgestellt, bis die neuen Bemessungsnormen für Kranbahnen in Massivbauweise und Stahl vorliegen.

Die bestehenden Normen für Sonderkonstruktionen oder schwingungsanfällige Bauwerke, z.B.

- DIN 1056 Freistehende Schornsteine in Massivbauart; Berechnung und Ausführung,
- DIN 4131 Antennenwerke aus Stahl,
- DIN 4133 Schornsteine aus Stahl,
- DIN 4228 Werkmäßig hergestellte Betonmasten

bleiben bis zum Erscheinen neuer Fassungen dieser Normen von den o.a. Festlegungen unberührt.

Die Normenreihe DIN 1055 ist in den DIBt Mitteilungen Nr. 1/2006 ausführlich dargestellt.

*Dr.-Ing. Wolfgang Schubert,
Bayerisches Staatsministerium
des Innern,
Vorsitzender der
Fachkommission Bautechnik
der ARGEBAU*

Gerhard Feld †

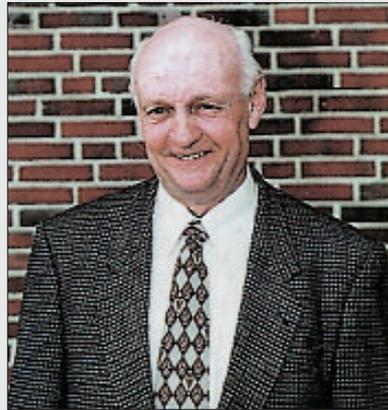
Menschen, die sowohl Herzlichkeit und Liebe, als auch Engagement und Fachkompetenz zeigen, sind selten geworden. Gerhard Feld war ein solcher Mensch!

Vorbildlich wirkte er als Seniorpartner im Ingenieurbüro KSF Feld & Partner, verantwortungsbewusst, ausgleichend und mit sicherem Gespür auch in schwierigen Zeiten.

Das heutige Büro, das als Partnerschaftsgesellschaft unter dem Namen KSF Feld & Partner firmiert, hat sich nicht nur in Bremerhaven einen Namen gemacht. Dies ist nicht zuletzt dem Engagement von Gerhard Feld zu verdanken, der aus einem reinen Büro für Tragwerksplanung ein Büro mit breit gefächerten weiteren Aufgabenbereichen wie Objektplanung, Bautechnische Prüfung und Sachverständigenwesen machte.

Das Streben nach Qualität am Bau und der Qualifikation der am Bau Beteiligten prägten seinen beruflichen Werdegang und sein großes Engagement in diesem Sinne. Gerhard Feld war bestrebt, als nimmermüder Vordenker und Streiter den Berufsstand des Ingenieurs insbesondere auch auf EU-Ebene auf fachlich hohem Niveau zu halten.

Das berufspolitische Engagement ist beispiellos und lässt sich nur in Auszügen wiedergeben:



Gerhard Feld †

- 15 Jahre Vorsitzender der Vereinigung der Prüffingenieure für Baustatik VPI in Bremen, danach Ehrenvorsitzender.
- 15 Jahre Mitglied im Erweiterten Vorstand der Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik, danach Ehrenmitglied.
- 9 Jahre Präsident des Deutschen Institutes für Prüfung und Überwachung, danach Ehrenpräsident.
- 9 Jahre Vizepräsident der Ingenieurkammer Bremen.
- 11 Jahre stellvertretender Vorsitzender des Verbandes Beratender Ingenieure VBI in Bremen.
- 7 Jahre Vorsitzender des Sachverständigenausschusses zur öffentlichen Bestellung und Vereidigung

von Sachverständigen der Industrie- und Handelskammer IHK in Bremerhaven.

■ 19 Jahre Mitglied im Beirat für die Anerkennung der Prüffingenieure für Baustatik in Bremen.

Die vielen Vorsitze und Mitgliedschaften in Anerkennungs- und Zertifizierungsausschüssen sowie in Arbeitskreisen seien nur ergänzend erwähnt. In all diesen Ämtern hat Gerhard Feld Spuren hinterlassen, die auch weiterhin Maßstab und Orientierung sein werden.

Ende 2003 schied Gerhard Feld aus dem Büro KSF Feld & Partner aus. Nur kurze Zeit konnte er den verdienten Ruhestand mit seiner Frau, seinen Kindern und Enkeln genießen. Und trotz schwerer Krankheit widmete sich Gerhard Feld dem sozialen Engagement. Er wurde zum Vorsitzenden des Vereins zur Förderung des Tumorzentrums Nordost Niedersachsen gewählt. In dieser Funktion plädierte er nach dem Vorbild der Prüffingenieure auch in der Medizin für das Vier-Augen-Prinzip.

Am 10. Juli 2006 ist Gerhard Feld verstorben. Mit Ihm verlieren wir einen gradlinigen, disziplinierten und herzlichen Ingenieur.

Seine Wege werden uns auch weiter Vorbild sein.

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer

Hauptthemen sind: Sicherheit und Erhaltung

15. Bautechnisches Seminar am 25. Oktober in Ratingen

Die Landesvereinigung NRW der Prüffingenieure für Bautechnik, der Verband Beratender Ingenieure VBI in NRW und die Abteilung Bautechnik des nordrhein-westfälischen Ministeriums für Bauen und Verkehr veranstalten am 25. Oktober in der Stadthalle in Ratingen ihr 15. Bautechnisches Seminar, das, zwischen

der Begrüßung und dem Schlusswort durch den Vorsitzenden der Landesvereinigung, Dr.-Ing. Jörg Erdmann, in diesem Jahr als Hauptthema die sichere Errichtung von Gebäuden und die Erhaltung der Gebäudesicherheit behandelt. Im einzelnen sind damit neue Sicherheitskonzepte und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau und die Anwendung der DIN 1055-er Reihe bei der Tragwerksplanung gemeint; darüber hinaus die Bewertung der Gebäudesicherheit unter dem Eindruck der Schadensfälle des vergangenen Winters und die ordnungsgemäße Durchführung von Bauüberwachung und Baukontrolle.

Die Bundesvereinigung koordiniert jetzt die Zusammenarbeit der europäischen Verbände

Der Europaverband CEBC wählt die Prüffingenieure aus Deutschland in ihren einflussreichsten Ausschuss

Die Bundesvereinigung der Prüffingenieure für Bautechnik (BVPI) verfügt seit kurzem über Sitz und Stimme im einflussreichen Policy Committee des Consortium of European Building Control (CEBC), einem der berufspolitisch wichtigsten europäischen Dachverbände, mit denen die BVPI auf europäischer Ebene und mit internationaler Wirkung zusammenarbeitet.

Die BVPI hat im Policy Committee des CEBC die Aufgabe, den Arbeitsschwerpunkt „Bauwerksschäden auf europäischer Ebene“ zu koordinieren und die Ergebnisse der multilateralen Zusammenarbeit im CEBC zusammenzufassen, deren Ziel es ist, bestimmte Sachverhalte tabellarisch aufzuarbeiten, zu vergleichen und die Ergebnisse dieser Analysen europaweit zu veröffentlichen.

Damit wird den interessierten Fachleuten in den Verwaltungen und in der Planung und Ausführung die Möglichkeit geschaffen, sich einen europaweit geltenden, schnellen Überblick über bestimmte Konditionen zu verschaffen. So wurde zum Beispiel 2005 der Building Control Report veröffentlicht und in diesem Jahr aktualisiert. Vergleichbare Berichte sollen demnächst auch über andere Themen erstellt werden, z.B. über das barrierefreie Bauen, über Versicherungen oder über Bauwerksschäden.

Die jüngste Mitgliederversammlung des CEBC, auf der die BVPI in das Policy Committee gewählt worden ist, fand im Mai in Zaandam (Amsterdam) statt. Thema war dort das Bauen am Meer mit den damit verbundenen Fragen des Hochwasserschutzes.

Vertreter der BVPI-Geschäftsstelle nehmen seit einigen

Jahren schon regelmäßig an den Konferenzen des CEBC teil. Sie haben dort eine exzellente Möglichkeit, sich über aktuelle Fragen auf europäischer Ebene und in den Nachbarländern zu informieren und andererseits die Idee und die Vorteile des deutschen Prüfwesens (Vier-Augen-Prinzip) zu erklären und für selbiges zu werben. So bestand in der Mai-Sitzung in Zaandam zum Beispiel seitens des CEBC der Wunsch, über die inge-

nieurwissenschaftlichen und prüftechnischen Erkenntnisse aus dem Einsturz des Daches der Eissporthalle in Bad Reichenhall zu berichten.

Das CEBC hält seine Konferenzen zweimal im Jahr an ständig wechselnden Orten der Mitgliedsstaaten ab. Dabei werden regelmäßig sowohl die jeweils aktuellen berufspolitischen Eurothemen zur Diskussion gestellt als auch die Schwerpunktthemen, die im jeweiligen Gastgeberland von Bedeutung sind. Weitere Informationen sind verfügbar unter

www.CEBC.co.uk

OFD-Verfügung zu den Rechnungen der Prüffingenieure

Weil die Rechnungen der Prüffingenieure für Baustatik in der Betriebsprüfung wohl des öfteren für Diskussionsstoff sorgen, hat die Oberfinanzdirektion Frankfurt/Main eine Verfügung herausgegeben, auf die der *Wirtschaftsdienst für Ingenieure und Architekten* (Würzburg) hingewiesen hat.

Danach entstehen die meisten steuerrechtlichen Probleme bei den Fragen,

- mit wem die Prüffingenieure abrechnen dürfen und
- ob die Rechnung mit/ohne Umsatzsteuerausweis erfolgen muss.

Im Extremfall könne es passieren, so der Wirtschaftsdienst, dass der Prüffingenieur Umsatzsteuer zweimal schuldet, weil er einem anderen als dem Leistungsempfänger – zum Beispiel dem Bauherrn statt der Bauaufsichtsbehörde – Umsatzsteuer in Rechnung stellt.

Die OFD stellt klar, was in welchen Fällen zu beachten ist (Verfügung vom 14. März 2006, Az.: 7283 A-9-St 1 2.20).

Der Wortlaut der Verfügung kann auf der Website des Verlages (www.iww.de) unter Angabe der Abruf-Nummer 062144 heruntergeladen oder ausgedruckt werden.

Prüfingenieure stellen fest: Die Hälfte aller untersuchten Gebäude hatte starke Mängel

Nach dem Bad Reichenhaller Unfall wurden viele Gebäude-Untersuchungen in Auftrag gegeben

52 Prozent aller untersuchten Bauwerke – vorwiegend Sportanlagen und Einkaufsmärkte – waren mit derartigen statischen Mängeln behaftet, dass eine Nachbesserung innerhalb einer bestimmten Frist erforderlich war. Fünf Prozent waren so mangelhaft, dass sie sogar geschlossen werden mussten. Das ist das Ergebnis einer bundesweiten Umfrage unter etwa 700 Prüfingenieuren, die 950 Gebäude statisch untersucht hatten. Es ist zwar nicht repräsentativ, aber bezeichnend.

Die Umfrage war nach dem Einsturz des Daches der Eislaufhalle in Bad Reichenhall von der Geschäftsstelle der Bundesvereinigung der Prüfingenieure für Bautechnik (BVPI) zu einem Zeitpunkt durchgeführt worden, zu dem sich die Prüfingenieure in Deutschland dieses Unfalls wegen in den verschiedensten Bereichen stark engagiert hatten.

Zwei Mitglieder der BVPI arbeiten seither zum Beispiel in jenem Arbeitskreis der ARGEBAU mit, der technisch-konstruktive Fragen der Sicherheit großer öffentlicher Gebäude zu untersuchen und den Ländern gegebenenfalls Handlungsempfehlungen für die Einführung wiederkehrender statischer Prüfungen unterbreiten soll. (Eine solche Empfehlung hatte der erweiterte Vorstand der BVPI schon wenige Tage nach dem Unglück, nämlich am 20. Januar 2006, aus der Sicht der Prüfingenieure erstellt und an die einschlägigen Behörden und Ämter in Bund, Ländern und Kommunen ausgereicht.)

Viele Prüfingenieure wurden unmittelbar nach dem Unglück auch aufgefordert, bedenklich erscheinende Gebäude statisch-konstruktiv zu untersuchen. Auftraggeber waren hauptsächlich kommunale Einrichtungen, aber auch viele private Betreiber. Diese Entwicklung hatte die Geschäfts-

stelle dann veranlasst, die Ergebnisse solcher Analysen statistisch zu erfassen und auszuwerten. Das Ergebnis lässt sich folgendermaßen zusammenfassen:

Von allen angefragten rund 700 Prüfingenieuren haben auf die Umfrage etwa zehn Prozent geant-

wortet. Diese Prüfingenieure hatten etwa 950 Bauwerke – im wesentlichen Sportanlagen und Einkaufsmärkte – überprüft. Ergebnis: 43 Prozent aller 950 Gebäude, 90 Prozent aller Tragwerksplanungen und 52 Prozent aller Ausführungen waren fehlerfrei. 52 Prozent der untersuchten Gebäude wiesen aber auch so erhebliche Mängel auf, dass ihnen eine zeitlich befristete Nachbesserung auferlegt werden musste. Für rund fünf Prozent der untersuchten Gebäude musste sogar eine Schließung angeordnet werden. Die meisten Defizite wirkten sich auch auf die Standsicherheit der Gebäude aus.

Der BÜV schließt die Überarbeitung seiner Empfehlungen für tragende Kunststoffbauteile ab

Der Arbeitskreis „Tragende Kunststoffbauteile“ des Bau-Überwachungsvereins BÜV hat die Überarbeitung der Empfehlungen für tragende Kunststoffteile im Bauwesen – Entwurf, Bemessung, Konstruktion – abgeschlossen, der 2002 erstmals erschienen war und nach einigen Kommentaren von Anwendern jetzt noch einmal komplett überarbeitet worden ist. Die aktualisierte Version wird voraussichtlich Ende dieses Jahres auf der Website des BÜV veröffentlicht werden.

Besondere Änderungen haben sich bei der Revision des Kapitels 3 (Sicherheitskonzept) ergeben. Es wurde stark gekürzt, um es auf jene Hinweise beschränken zu können, die für alle Kunststoffe

Gültigkeit haben. Detaillierte Hinweise werden nun im Anhang aufgenommen.

Die Anwender und Leser auch dieses Entwurfs werden nun noch einmal gebeten, dem Arbeitskreis ihre Anmerkungen und Kommentare mitzuteilen. Auch die Beispiele sollen erneut überarbeitet werden, wobei Änderungen aus Empfehlungen direkt aufgenommen und umgesetzt werden sollen.

Kontakt über:
Bau-Überwachungsverein
AK Tragende Kunststoffbauteile
Fax: 040/353565
info@buev-ev.de
www.buev-ev.de

Arbeitskreis Katastrophenschutz strebt eine Zertifizierung seiner Mitglieder an

Aufgaben und Absichten wurden in fünf Sitzungen konkretisiert

Wie bereits gemeldet (*Der Prüflingenieur* 26, S. 13), haben Mitglieder des Bau-Überwachungsvereins und der TOS im März 2005 einen Arbeitskreis „Katastrophenschutz“ gegründet, mit dem eine Plattform geschaffen werden soll, von der aus öffentlichen Dienststellen oder einzelnen Beteiligten im Katastrophenfall – als Ergänzung des bisherigen Systems – rasche und kompetente Hilfe angeboten werden kann. In fünf Sitzungen hat der Arbeitskreis sich seither auf diese Aufgabe vorbereitet.

Dabei haben die Mitglieder des Arbeitskreises vor allem die Möglichkeiten der Zusammenarbeit diskutiert, die es im Katastrophenfall auf Kreisebene zwischen Feuerwehren und Prüflingenieuren sowie zwischen den zuständigen staatlichen Stellen und den Sachverständigen des DPÜ gibt. Zur weiteren Erörterung dieses Themas will der Arbeitskreis demnächst auch Versicherungsgesellschaften, Technische Hilfswerke und die Ver- und Entsorgungswirtschaft in seine Arbeit einbeziehen.

Für den Vorbeugenden Katastrophenschutz wurden folgende Szenarien behandelt: Wasser, Wind, Feuer, Erdbeben, Grundbau, Lawinen, Explosionen, Stoß und ABC.

Im Einzelnen sind für die derzeit relevanten Katastrophenfälle folgende konkrete Maßnahmen erörtert worden.

■ Hochwasser:

In einer Checkliste „Hochwassergefährdete Bauwerke/Hochwasserschutz“ sollen Fachveröffentlichungen über die Schutzgüter „Leben“ und „Sachwerte“, über Vorhersagen und über die Beseitigung von Schäden sowie über das Thema Notrufbereitschaft zusammengefasst werden.

■ Wind:

Für den Katastrophenfall „Wind“ (z. B. Tornados) sollen Angaben

aus nationalen Normen und Pflichtenheften privater Bauherren gesammelt und synoptisch verglichen werden.

■ Lawinen:

Der Arbeitskreis hat Informationen über zuständige Behörden (auch in der Schweiz) und Checklisten für die Bewertung konkreter Gefahr und für die Ermittlung möglicher Lasten zusammengestellt.

■ Vorsorgeplan der Force Protection/Anprall:

Hinsichtlich US-amerikanischer Anforderungen an den Massivbau hat der Arbeitskreis eine Veröffentlichung von Prof. Dr.-Ing. Norbert Gebbeken, dem Ordinarius für Baustatik an der Münchener Universität der Bundeswehr, in der Zeitschrift *Beton- und Stahlbetonbau* ausgewertet.

■ Sammlung von Vorschriften und technischen Anleitungen:

Der Arbeitskreis beschloss, seine umfangreiche Literatursammlung kontinuierlich zu ergänzen. Themenbezogene Publikationen von Arbeitskreismitgliedern sollen auf der Website der Bundesvereinigung der Prüflingenieure für Bautechnik (BVPI) im Internet (www.bvpi.de) veröffentlicht werden.

■ Aktiver Katastrophenschutz:
Als Grundlage für das künftige

Netzwerk interessierter Prüflingenieure hat der Arbeitskreis eine strukturierte Liste mit den Adressen der Forschungseinrichtungen und Dienststellen zusammengestellt, die sich in Deutschland mit dem Katastrophenschutz beschäftigen. Sie enthält auch die Mitglieder der „Ständigen Konferenz für Katastrophenvorsorge und Katastrophenschutz“.

■ Anerkennung/Zertifizierung durch DPÜ Zert GmbH:

Der Ausschuss hat die Absicht, auch im Katastrophenschutzbereich eine Zertifizierung einzuführen, ähnlich denen, die von DPÜ Zert schon für verschiedene andere Fachbereiche durchgeführt werden (ganzheitliche Prüfung und Überwachung, SiGeKo, Sachkundiger Planer, etc.).

Ein derartiges Zertifikat könne, so die Überzeugung des Arbeitskreises, bei potenziellen Auftraggebern die Kompetenz der beteiligten Sachverständigen überzeugend belegen.

Der Arbeitskreis vereinbarte, zunächst die Inhalte einer Zertifizierung und dann die notwendigen Zertifizierungsformalisten zu definieren. Unabhängig davon sei die laufende Fortbildung der Sachverständigen von eminenter Bedeutung und müsse vom Arbeitskreis mit Vorrang vorangetrieben werden.

Die nächste Sitzung des Arbeitskreises ist für Anfang 2007 geplant und bietet weiteren Interessenten Gelegenheit zur Mitarbeit.

*Dipl.-Ing. Matthias Gerold
Vorsitzender des Arbeitskreises
Katastrophenschutz*

BVPI will die EC-2-Einführung mit eigenen Erfahrungen beeinflussen

Zehn Büros haben sich bereiterklärt, Hochbauprojekte zweimal zu planen

Die Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik (BVPI), der Verband Beratender Ingenieure (VBI) und der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein (DBV) haben beschlossen, die Weiterentwicklung der europäischen Massivbaunormen mit eigenem empirischem Material so effizient zu beeinflussen, dass eine Kritik, wie sie derzeit landauf, landab an der neuen Normengeneration geübt wird, überflüssig wird.

Diese Kritik („zu umfangreich, zu kompliziert, zu fehlerhaft, zu unwirtschaftlich, vielfach inkonsistent“ usw.), die in ihren Mitgliedskreisen immer lauter geäußert wird, hat die Verbände BVPI, VBI und DBV veranlasst, neue Wege einzuschlagen, und zwar im Rahmen eines Forschungs- und Förderprogrammes des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt).

Um die Normenqualität zu verbessern hat der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) für die Einführung des EC 2 in Deutschland ein Konzept entwor-

fen. Bis Anfang 2007 – so sieht dieses Konzept vor – wird der nationale Anhang (NA) zu EC 2 vom Normenausschuss Bauwesen (NA Bau) mit dem Ziel erarbeitet, den aktuellen Stand von DIN 1045-1 weitestgehend umzusetzen. Offene Probleme des EC 2 werden in dem Forschungsvorhaben bearbeitet, das vom DIBt seit 2006 finanziert wird. Ziel dieser Bearbeitungsphase ist es, bis Ende 2006 alle Beratungs- und Forschungsergebnisse in einem Entwurf des NA zusammenzufassen und zu veröffentlichen.

BVPI, VBI und DBV wollen deshalb die Zeit von 2007 bis

zur voraussichtlichen Einführung des EC 2 im Jahre 2010 nutzen, um den EC 2 mit dem NA so konkret zu erproben, dass seine praktische Umstellung wesentlich weniger Schwierigkeiten bereiten wird als die Umstellung auf die DIN 1045-1.

Deshalb sollen ausgesuchte Ingenieurbüros während einer Pilotphase eine Genehmigungs- bzw. Ausführungsplanung für typische Bauvorhaben des Hochbaus einmal nach EC 2 freiwillig durchplanen und ggf. prüfen lassen. Am Ende eines jeden Pilotprojektes soll ein Abschlussbericht mit einem Ergebnisvergleich und Verbesserungsvorschlägen für den NA stehen.

Nach einer Umfrage unter allen Mitgliedern der BVPI haben zehn Büros ihre Mitarbeit angeboten. Sie sind in den Forschungsantrag aufgenommen worden.

Weiterbildungsveranstaltung und Lehrgang für Sachkundige Planer

Am 28. Oktober 2006 haben die Sachkundigen Planer für den Schutz- und die Instandsetzung von Betonbauteilen gem. der gleichnamigen Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) vom Oktober 2001 in einer Weiterbildungsveranstaltung die Möglichkeit, ihre Kenntnisse zu vertiefen.

Themen dieses Weiterbildungsseminars, das von der Zertifizierstelle des Deutschen Instituts für Prüfung und Überwachung in Braunschweig durchgeführt werden wird, sind:

- Änderungen, Besonderheiten, Probleme der Normung,
- Hydrophobieren von Beton,

- Untergrundvorbereitung,
- Oberflächenschutzsysteme.

Referent ist unter anderen der Vorsitzende der Prüfungskommission der DPÜ Zert GmbH, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Michael Raupach, der am Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (ibac) für Bauwerkserhal-

tung und -instandsetzung zuständig ist.

Ein weiterer Lehrgang für Sachkundige Planer ist für das Frühjahr 2007 geplant. Interessenten können auf der Website des DPÜ mehr Informationen über diesen Lehrgang erfahren. Bewerbungen für diesen Lehrgang werden entgegengenommen von der

DPÜ-Zert GmbH
Ferdinandstraße 47
10095 Hamburg
www.dpue.de ► DPÜ-Zertifizierstelle

Ursachen und Folgen des Einsturzes der Dachkonstruktion der Eissporthalle in Bad Reichenhall

Sie belegen die volkswirtschaftliche Bedeutung der unabhängigen Prüfung durch Prüferingenieure für Baustatik

Wohl kaum ein Ereignis hat die Ingenieure in den vergangenen Jahren so tief getroffen, wie der Einsturz des Daches der Bad Reichenhaller Eissporthalle. Gleich nach dem Unfall wurden erste Vermutungen über die möglichen Ursachen geäußert. Hier nun folgt eine Auswertung der von der Staatsanwaltschaft beauftragten technischen Gutachten, welche diese ersten, auf Konstruktion und Bauausführung hindeutenden Vermutungen erhärten und welche die Bedeutung einer unabhängigen Überprüfung und Überwachung unserer Bauwerke untermauern. Die technische Schilderung der Unfallursachen wird – aus der Sicht der Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik (BVPI) – ergänzt um eine Darstellung der Konsequenzen dieses Unfalles für das deutsche Bauordnungsrecht.

I. Ursachen

Nachdem die zentralen technischen Aussagen der Gutachten zum Einsturz der Dachkonstruktion der in den Jahren 1971/1972 erbauten Eissporthalle in Bad Reichenhall (**Abb. 1**) in der durch die Pressemitteilung der Staatsanwaltschaft Traunstein vom 20. Juli 2006 veröffentlich-

ten Form vorliegen, ist es an der Zeit, sich mit den Ursachen und vor allem mit den daraus ableitbaren Folgen dieser Katastrophe auseinander zu setzen. Wesentlich für die weitere Diskussion ist dabei die Feststellung, dass das Versagen der Dachkonstruktion am 2. Januar 2006 nicht durch eine Überlastung infolge ungewöhnlich hoher Schneelas-

ten induziert wurde. Die in der statischen Berechnung angesetzte Regelschneelast von 1,5 kN/m² war zum Zeitpunkt des Halleneinsturzes nicht überschritten. Die Ursachen können vielmehr an folgenden Punkten festgemacht werden:

1. Keine Prüfung der statischen Berechnung

Trotz intensiver Recherchen der ermittelnden Stellen konnte bis heute keine von einem Prüferingenieur für Baustatik geprüfte statische Berechnung des Sondervorschlages der Baufirma für das Dach der Eissporthalle gefunden werden. Bei der Planung und Genehmigung des Bauvorhabens wurde offenbar das in den Bauordnungen der Länder verankerte Vier-Augen-Prinzip nicht beachtet.

2. Abweichung der Konstruktion der Dachbinder von der zugelassenen Bauweise

Bei den Hauptbindern des Dachtragwerks der Eissporthalle in Bad Reichenhall handelte es sich um 2,87 m hohe Kastenträger in Holzbauweise (**Abb. 2**) mit einer Spannweite von circa 40 m und beidseitigen Kragarmen von etwa 4,00 m Länge. Dabei bestanden die Ober- und Untergurte des Kastenquerschnitts aus zweifach gestoßenen Brettschichtholzbauteilen mit Längen von jeweils 16 m, die Stege aus Platten in Kämpfstegbauweise, welche durch eine allgemeine Zulassung geregelt war. Bei Planung und Ausführung der Dachkonstruktio-

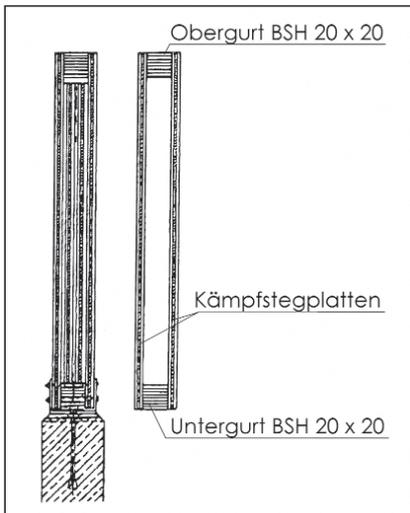


Abb. 2: Querschnitt Dachbinder Eissporthalle Bad Reichenhall

on wurde gegen wesentliche Regelungen dieser Zulassung verstoßen. Insbesondere wurde die laut Zulassung maximale Steghöhe von 1,20 m bei der Konstruktion der Hauptbinder der Dachkonstruktion der Eissporthalle Bad Reichenhall mit einer Höhe von 2,87 m überschritten. Entsprechend den bisherigen Erkenntnissen der Ermittlungsbehörden liegt die für eine derartig gravierende Abweichung vom technischen Regelwerk erforderliche *Zustimmung im Einzelfall* der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern nicht vor. Es fehlte eine fundierte, sachverständige Beurteilung, ob und wenn ja unter welchen Bedingungen die anerkannten Grenzen der Bauweise auf mehr als das Doppelte hinausgeschoben werden können. Eine Erweiterung der Zulassung auf Kastenträger ohne Höhenbegrenzung wurde nicht erteilt.

3. Fehler in der statischen Berechnung

Die Überprüfung der nach bisherigen Erkenntnissen nicht geprüften statischen Berechnung zeigte, dass beim Nachweis der Hauptbinder zwei wesentliche Gesichtspunkte nicht beachtet wurden:

- Die Zugspannungen im Schwerpunkt der Gurte wurden nicht nachgewiesen, hierdurch wurde das Tragverhalten der Gurte zu hoch bewertet.
- Die Tragfähigkeitsminderung der Konstruktion infolge der Stöße von Gurten und Stegen mit Universalkeilzinkungen wurde nicht berücksichtigt.

Beides führte zu einer Reduktion der Tragfähigkeit der Hauptbinder auf circa 75% des in der technischen Bearbeitung unterstellten Wertes.

4. Mängel in der Konstruktion der Hauptträger

Die Herstellung der Kastenquerschnitte der Hauptbinder der Dachkonstruktion durch Blockverleimung zwischen Stegen und Gurten entsprach nicht den damaligen allgemein anerkannten Regeln der Technik. Darüber hinaus ist die Herstellung der vertikalen Universalkeilzinkstöße der Stegplatten als schwierig und fehleranfällig anzusehen. Die Qualität der Leimfugen war unterschiedlich.

5. Verwendung von Leimen auf Harnstoffharzbasis

Die Hauptbinder des Dachtragwerks wurden überwiegend unter Verwendung eines Harnstoff-Formaldehyd-Leims hergestellt. Die Verwendung dieses Leims für tragende Bauteile aus Holz war, auch nach den damals geltenden technischen Regeln, nur in einem trockenen Umgebungsklima zulässig.

Unbeheizte und nicht klimatisierte Eissporthallen weisen für feuchteempfindliche Bauteile und Baustoffe ein besonders kritisches Klima auf. Die relative Luftfeuchtigkeit in solchen Hallen ist in der Regel sehr hoch. Diese heutigen Erkenntnisse über die kritischen Feuchtigkeitsverhält-

nisse in Eissporthallen waren im Jahr 1972 noch nicht vorhanden, so dass die Verwendung von Harnstoffharzleimen zur Verleimung der tragenden Holzbauteile nicht generell gegen den damaligen Stand der Technik verstieß. Allerdings hätte wegen der dicken Klebefuge nach den zur Bauzeit geltenden technischen Regeln für die Verbindungen von Gurten und Stegen anstatt des spröden Harnstoffharzleims ein wesentlich elastischerer Resorzinharzleim verwendet werden müssen.

Durch die über Jahre hinweg auftretende Feuchtebeanspruchung in der Eissporthalle wurden die mit Harnstoffharzleimen ausgeführten Verbindungen der Dachkonstruktion erheblich geschädigt. Dies betraf vor allem die Stöße der Untergurte sowie, zum Teil, die Stöße der Obergurte und die Verleimung von Gurten und Stegen. An den Stößen der Untergurte war der Leim in Teilbereichen derart geschädigt, dass er bis in eine Tiefe von 5 cm bis 8 cm keine Haftung mehr hatte.

6. Überwachung, Überprüfung und Instandhaltung

Hinsichtlich der Überwachung, Überprüfung und Instandhaltung der Eissporthalle wird festgestellt, dass die Ursachen der immer wieder auftretenden Leckagen der Dachhaut nicht dauerhaft beseitigt wurden und dass während der Dauer der Hallennutzung kein Renovierungsanstrich der hölzernen Dachkonstruktion erfolgte. Ob derartige Maßnahmen die feuchtigkeitsbedingte Schädigung der Leimverbindungen der Dachkonstruktion wesentlich verzögert hätten, kann derzeit nicht abschließend beantwortet werden.

Eine fachgerechte, wiederholte Überprüfung der Standsicherheit der Dachkonstruktion ist nicht dokumentiert. Dabei wäre zu berücksichtigen gewesen, dass es

sich um eine Sonderkonstruktion handelte. Im Zuge derartiger Überprüfungen wären schon vor Jahren Anzeichen für eine Schädigung der Verleimung zwischen Gurten und Stegen sowie an den Stößen der Untergurte zu erkennen gewesen. Eine diesbezügliche Diagnose hätte Veranlassung für eine vertiefte Überprüfung des Zustands der Tragkonstruktion des Hallendachs und der entsprechenden bautechnischen Unterlagen geboten.

Fazit: Zusammenfassend wird in den Gutachten folgendes Einsturzscenario entwickelt: Die infolge von Defiziten der statischen Berechnung und konstruktiver Mängel unterhalb des normativ Geforderten liegende globale Sicherheit der Dachkonstruktion von deutlich weniger als 2,0 wurde über die Standzeit der Eissporthalle durch klimatische Einflüsse, insbesondere durch die Verschlechterung der Qualität der Leimverbindungen an den Untergurten, stetig weiter reduziert, bis es am 2. Januar 2006 – ausgelöst durch die Schneelast – zum Einsturz der Halle kam. Nach den Erkenntnissen der Sachverständigen ging das Versagen von einem der drei ostseitigen Hauptbinder aus. Durch die steifen, die Hauptbinder verbindenden Querträger wurden die Lasten von dem versagenden Binder auf benachbarte Binder umgelagert. Diese bereits ebenfalls vorgeschädigten Bauteile wurden damit überlastet, wodurch das gesamte Dach reißverschlussartig kollabierte.

II. Folgen

Die Folgen des Einsturzes der Dachkonstruktion der Eissporthalle in Bad Reichenhall sowie der weiteren, im vergangenen Winter festzustellenden Einstürzen von weitgespannten Konstruktionen in Bayern zeigen im wesentlichen in drei Richtungen:

- sie führten zu intensiven Beratungen der Bauaufsicht mit

dem Ziel, die Generalforderung der Bauordnungen der Länder, dass bauliche Anlagen so instand zu halten sind, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen nicht gefährdet werden, deutlicher zur Geltung zu bringen,

- sie hatten umfangreiche Untersuchungen des Baubestands zur Folge,

- sie thematisierten die Frage, ob das geltende technische Regelwerk ausreichende Angaben zur Bemessung von weit gespannten Konstruktionen unter hohen Schneelasten macht.

1. Hinweise für die Überprüfung von Bauwerken

Die Befassung mit dem erstgenannten Themenbereich in einer Arbeitsgruppe bei der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern resultierte in der Erarbeitung von *Hinweisen für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten* welche, neben der öffentlich-rechtlichen Positionierung der darin enthaltenen Anforderungen, auch wesentliche technische Erläuterungen gibt, wie beispielsweise:

- Definition von Mindeststandards für die technische Dokumentation von Bauwerken – Bauwerks- oder Gebäudebücher – welche auch in die Novellierung der Bauvorlagenverordnung aufgenommen werden sollten,

- Klassifizierung der Gebäudetypen auf der Grundlage des möglichen, von der Konstruktion ausgehenden Gefährdungspotenzials,

- Hinweise zur Erfassung des in der Regel nicht ausreichend dokumentierten Bauwerksbestands,

- Hinweise für die Integration von Überprüfungs- und Überwachungsanforderungen bei Entwurf und Konstruktion von Neubauten,

- Definition von Überwachungsstufen und Überwachungszyklen,

- Hinweise zur Durchführung von Überprüfungen,

- Anforderungsprofile für den mit der Überprüfung Beauftragten,

- Hinweise zur Überprüfung spezieller Bauweisen.

Durch diese technischen Erläuterungen werden die von der Bauaufsicht als wesentlich erachteten Schutzziele derartiger Überwachungen und Überprüfungen substantiiert. Sie besitzen, entsprechend ihrem Charakter als Hinweise, nicht in allen Aspekten die nötige Detaillierung, um den mit der praktischen Umsetzung Beauftragten ausreichend zu unterstützen. Diese durchaus notwendige technische Präzisierung wurde bewusst ergänzend zu erarbeitenden technischen Regeln überlassen. Derzeit beschäftigt sich ein Richtlinienausschuss beim VDI mit diesem Thema – VDI-Richtlinie 6200 Überwachung, Prüfung und Instandhaltung von Bauwerken –. Wesentliche Teile der in Bayern erarbeiteten *Hinweise für die Überprüfung der Standsicherheit von baulichen Anlagen durch den Eigentümer/Verfügungsberechtigten* wurden auch auf Bundesebene in die Beratungen eines entsprechenden Ausschusses der Bauministerkonferenz eingebracht. Mit einer Veröffentlichung ist im vierten Quartal dieses Jahres zu rechnen.

Mit der Veröffentlichung dieser Hinweise werden sich in erheblichem Maß juristische Konsequenzen entwickeln, da die Bauaufsicht mit diesem Papier dezidiert auf die mit der Überwachung, Überprüfung und Instand-

haltung von Bauwerken verbundenen Fragen hinweist und in eindeutiger Weise Stellung zu den Verantwortlichkeiten des Eigentümers bzw. des Verfügungsberechtigten von Bauwerken macht. In diesem Zusammenhang wurde in der Arbeitsgruppe intensiv über die notwendige Qualifikation der mit der Überwachung und Überprüfung beauftragten Person diskutiert. Das vorgeschlagene dreistufige Verfahren sieht in der Endstufe, das heißt, für die in der Regel circa alle zehn Jahre erforderliche eingehende Überprüfung, eine Qualifikation vergleichbar der eines Prüfengeieurs für Baustatik vor. Dies ist auch folgerichtig und konsequent, da sich jede qualifizierte Beurteilung von Tragwerken zuerst an den wesentlichen konstruktiven Randbedingungen und somit an der Beurteilung und an dem Abgleich von technischen Informationen und vorhandener Bausubstanz orientieren muss. In einer weiteren Phase kann es dann sinnvoll sein, Sonderfachleute hinzuzuziehen. Bewusst wurde bei der Definition der Anforderungen an den Überprüfenden auf die persönliche Qualifikation abgestellt. Nur diese und nicht das Markenzeichen einer eventuell hinter dieser Person stehenden Organisation kann der Maßstab der Eignung sein.

Eine weitere öffentlich-rechtliche Konsequenz des Einsturzes der Dachkonstruktion der Eissporthalle in Bad Reichenhall ist die für den Freistaat Bayern neue Forderung, dass in Zukunft das Vier-Augen-Prinzip auch auf die Bauüberwachung ausgedehnt wird. Dem mit der statisch-konstruktiven Prüfung beauftragten Prüfengeieur wird automatisch auch die Bauüberwachung übertragen.

2. Ergebnisse der Überprüfungen von Hallen

Parallel zur Erarbeitung ergänzender technischer Regeln wur-

den in großem Umfang hallenartige Gebäude einer ersten Überprüfung unterzogen. Dabei stellte sich, neben einer Vielzahl kleinerer, für eine Gefährdung der Standsicherheit nicht relevanter Mängel, in einzelnen Fällen heraus, dass erhebliche Defizite vorhanden sind. **Abb. 3** und **Abb. 4** zeigen entsprechende Beispiele aus Holz- und Stahlkonstruktionen.

Beide Beispiele verdeutlichen nachhaltig die Notwendigkeit einer unabhängigen Überwachung und Überprüfung von Bauwerken, sowohl während der Planungs- und Bauphase, als auch während der Nutzung der Gebäude. Insbesondere im Vorfeld von Nutzungs- oder Konstruktionsänderungen sind derartige Maßnahmen unerlässlich. Die in **Abb. 3** und **Abb. 4**

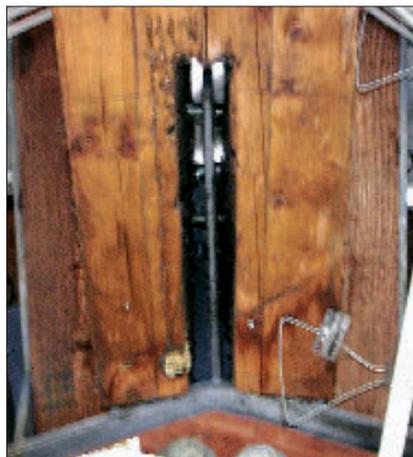


Abb. 3: Unzureichende Knotenausbildung in einer Holzkonstruktion

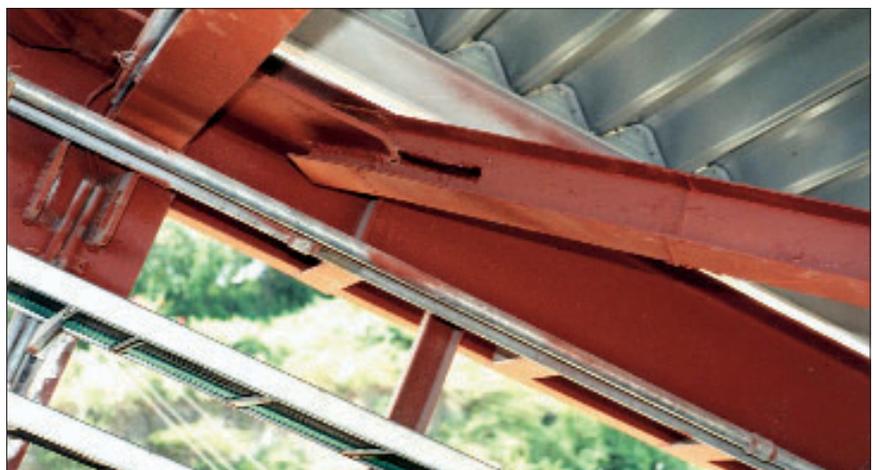


Abb. 4: Unzureichender Diagonalenanschluss in einer Stahlkonstruktion

dokumentierten Fehler zeigen aber auch, dass eine zuverlässige Einschätzung der mit diesen Fehlern verbundenen Risiken nur auf Grundlage einer belastbaren Bestandsdokumentation möglich ist, aus welcher die wesentlichen strukturellen Anforderungen und Eigenschaften ablesbar sein müssen. Unterlagen dieser Qualität sind bei vielen bestehenden Bauwerken nur eingeschränkt vorhanden.

3. Schneelastannahmen

Neben der öffentlich-rechtlichen Komponente der Diskussion zur Überwachung, Überprüfung und Instandhaltung von Bauwerken wurde, als Folge der Bauwerkseinstürze des vergangenen Winters, die Frage aufgeworfen, inwieweit die tatsächlichen Schneelastsituationen durch die Angaben in der DIN 1055-5 zutreffend erfasst werden. Wie weiter oben ausgeführt, waren die Schneelasten, welche zum Versagen der Dachkonstruktion in Bad Reichenhall führten, nicht höher als die dem technischen Regelwerk für die Bemessung zu entnehmenden Lastansätze. Allerdings wurde Ende Februar/Anfang März dieses Jahres, insbesondere in Ostbayern, das bisher der Ermittlung der Schneelasten zugrunde gelegte 30-Jahres Extremum zum Teil deutlich überschritten (**Abb. 5**).



Abb. 5: Schneelastsituation in Ostbayern Februar/März 2006

Ursächlich hierfür war unter anderem eine außergewöhnliche Temperaturentwicklung von Mitte November 2005 bis Mitte März 2006. Wie **Abb. 6** zu entnehmen ist, das exemplarisch den Verlauf der durchschnittlichen Tagestemperatur am Flughafen München für die Monate November 2005 bis März 2006 wiedergibt, lag die Durchschnittstemperatur in dieser Periode langanhaltend unter dem Gefrierpunkt, so dass es nicht zu einem zwischenzeitlichen Abschmelzen von Schnee und Eis kommen konnte. Eine Kumulation der Niederschläge war damit nicht vermeidbar. Die ebenfalls in **Abb. 6** aufgenommenen Temperaturverläufe für die vorhergehenden Jahre zeig-

gen für diesen Aspekt deutlich günstigere Charakteristika.

Die an verschiedenen Stellen erhobene Forderung nach einer Differenzierung der Höhe der Schneelasten in Abhängigkeit des Verhältnisses von Eigengewicht der Dachkonstruktion zu Schneelast ist im derzeit gültigen Normenkontext nicht zielführend, um dieses, zugegebenermaßen außergewöhnliche Niederschlagsprofil zutreffend zu berücksichtigen. Auf der Grundlage des durch die neue Normengeneration eingeführten probabilistischen Sicherheitskonzepts kann dieses Problem nur durch eine ausreichende statistische Absicherung der Schneelasten erfasst werden. Ist diese gege-

ben, führt die Anwendung des Konzepts der Teilsicherheitsfaktoren zu ausreichenden Tragwerkssicherheiten. Dabei sind auch die Auswirkungen moderner Bauweisen, wie beispielsweise der Einsatz von hochwirksamen Dämmstoffen zur Reduktion des Energieverlusts und auch die Tendenz zu immer größeren Hallenkonstruktionen im Industriebau zu beachten.

Fazit: Die Folgerungen, die aus dem Einsturz der Dachkonstruktion der Eissporthalle in Bad Reichenhall zu ziehen sind, belegen nachhaltig die Bedeutung des Vier-Augen-Prinzips und somit die einer unabhängigen statisch-konstruktiven Prüfung und Bauüberwachung durch die Prüfungenieure für Baustatik für den Bestand und die Werthaltigkeit unserer Infrastruktur. Belastbares Zahlenmaterial zum wirtschaftlichen Volumen dieser Infrastruktur ist nur schwer zu erhalten.

Schätzungen auf der Basis des Bruttoanlagevermögens der deutschen Volkswirtschaft zeigen, dass sich der Wert der gebauten Infrastruktur in der Bundesrepublik Deutschland im hohen einstelligen 1000-Milliarden-Euro-Bereich bewegt. Ausgehend von einem Instandhaltungsaufwand von etwa 1,5 bis 2 Prozent dieser Summe pro Jahr zeigt sich die immense wirtschaftliche Bedeutung einer qualitativ hochwertigen Planung und einer entsprechenden Überwachung und Überprüfung unserer Bauwerke. Diese ist nur aus einer von wirtschaftlichen Interessen freien Position durch entsprechend qualifizierte Ingenieure möglich, welche, vor dem Hintergrund der damit verbundenen Übernahme von großer Verantwortung durch den Überprüfenden, nicht zu einer allein nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten verhandelbaren Masse degenerieren darf.

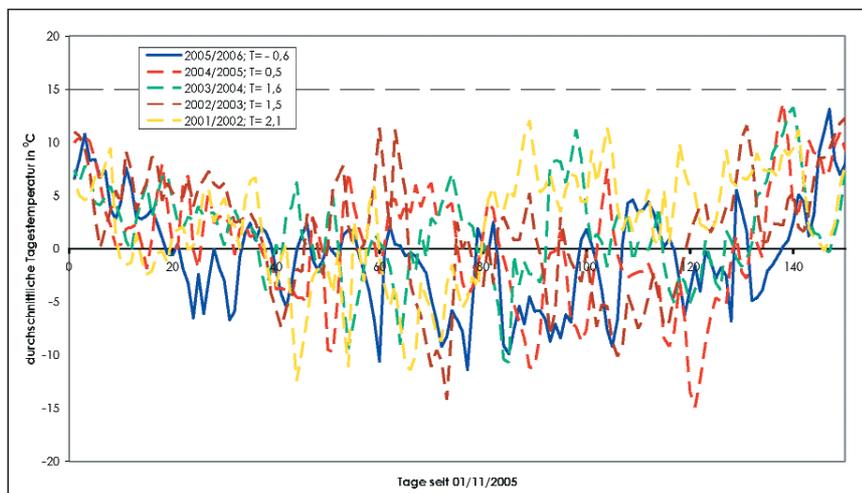


Abb. 6: Verlauf der Tagesmitteltemperaturen Flughafen München 2005/2006

Dr.-Ing. Robert Hertle

Winderregte Hängerschwingungen an Stabbogenbrücken

Baupraktische Nachweismodelle und Empfehlungen für ermüdungsgerechtes Konstruieren

Der vorliegende Beitrag gibt dem praktisch tätigen Ingenieur Rechenmodelle für Windschwingungen an Hängern von Stabbogenbrücken an die Hand. Sie lassen die jeweilige Wirkweise erkennen und eignen sich zur Ermittlung resultierender Beanspruchungen. Die Nachweisformate sind derart konzipiert, dass sie relativ einfach handhabbar sind. Für ein ermüdungsgerechtes Konstruieren werden Empfehlungen gegeben.



Dr.-Ing. habil. K.G. Schütz
Ingenieurbüro Dr.-Ing. Schütz,
Beratende Ingenieure im Bauwesen, Kempten; Prüfingenieur für Baustatik (Metallbau und Holzbau); vaSV für Standsicherheit; öbv Sachverständiger für Holzbau, Stahlbau, Massivbrückenbau und Baudynamik;
Prüfer für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau
ibdrs@t-online.de



Dipl.-Ing. R. Ehmman
Referatsleiter des Bereichs Massivbau an der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
rainer.ehmman@baw.de



Dipl.-Ing. M. Gitterle
Mitarbeiter im Ingenieurbüro Dr.-Ing. Schütz, Beratende Ingenieure im Bauwesen, Kempten
ibdrs@t-online.de

1 Einführung

1.1 Allgemein

Hänger von Stabbogenbrücken sind schlanke Zugglieder zwischen dem Versteifungsträger und dem Bogen. Die Hängeranschlüsse werden überwiegend geschweißt. Wind kann die Hänger zu Schwingungen anregen, die in Überlagerung mit den Beanspruchungen aus Verkehr zum Verlust der Tragfähigkeit oder zum Ermüdungsversagen führen können. Die hier dargestellten Regelungen* für einen ermüdungssicheren Hängeranschluss wurden für Rund- und Flachstahlhänger hergeleitet. Eine Übertragung auf andere Querschnittsformen kann erfolgen, hierzu sind aber weitergehende Überlegungen bezüglich anzusetzender Kraftbeiwerte, Wirklängen und nachzuweisenden Frequenzbereichen notwendig.

1.2 Wirbelerregte Querschwingungen

Wirbelerregte Querschwingungen sind resonanzartige, winderregte Schwingungen. Sie treten auf, wenn durch die Luftumströmung eines Bauteils regelmäßige Wirbelablösungen in der Eigenfrequenz des Bauteils stattfinden. Die Ablösefrequenz ist direkt proportional zur Windgeschwindigkeit. Die maximale Amplitude entsteht bei der sogenannten „kritischen Windgeschwindigkeit“. Kármán hat 1912 dieses Phänomen erstmals untersucht [1]. Durch die Wirbelablösung kommt es zu unsymmetrischen Druckverteilungen des umströmten Körpers, der somit zu Schwingungen senkrecht zur Anströmrichtung angeregt wird. Wirbelerregte Querschwingungen können an Rund- und Flachstahlhängern sowie anderen Querschnittsformen auftreten. Ihre Amplituden werden durch die Dämpfung des Hängers begrenzt. Bei Hängern liegt die kritische Windgeschwindigkeit in der Regel deutlich unter 10 m/s, die vom natürli-

* Sie wurden zunächst in ersten Ansätzen für die TEB Hängeranschluss [11] aufgestellt. Eine Arbeitsgruppe des BMVBS „Schwingungsanfällige Zugglieder im Brückenbau“ hat unter Beteiligung der Verfasser eine Weiterentwicklung vorgenommen, darüberhinaus sind zusätzliche Untersuchungen der Verfasser im folgenden Beitrag enthalten.

chen Wind häufig erreicht wird. Somit treten wirbel-erregte Querschwingungen mit relativ hohen Last-wechselzahlen auf und müssen daher im Ermüdungs-nachweis untersucht werden [2].

1.3 Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Regen-Wind-induzierte Schwingungen können bei relativ starkem Wind (etwa 8 bis 30 m/s) gepaart mit Regen an zylindrischen Bauteilen auftreten. In Japan wurden sie erstmals Mitte der 1980er Jahre als solche identifiziert, worauf weltweit diese Schwin-gungen bei Schrägseil- und Stabbogenbrücken beob-achtet wurden. In Deutschland war dies unter ande-rem an den Hängern der Elbebrücke Dömitz der Fall [3]. Es wurden Regen-Wind-induzierte Schwingungen visuell beobachtet und Doppelspannungsampli-tuden bis 350 N/mm^2 [4, 5] messtechnisch erfasst.

Im Gegensatz zu wirbelerregten Querschwingungen handelt es sich bei diesem Phänomen um bewegungsindu-zierte Schwingungen, d.h. durch die Schwingbewegung selber entstehen und vergrößern sich die schwingungsverursachenden Lasten. Auslöser sind die bei Regen ablaufenden Wasserrinnale am Quer-schnitt, die infolge der Windwirkung und der Bewe-gung des kreisförmigen Zuggliedes um den Ablöse-punkt der Strömung oszillieren. Somit entstehen wechselseitig unter- und überkritische Strömungsab-lösungen, die unsymmetrische Druckverteilungen am Querschnitt hervorrufen und zu selbsterregten Schwingungen in und quer zur Windrichtung führen.

Es gibt zu diesem relativ jungen Thema eine rege Forschungsaktivität. Sie erfolgt in Deutschland mit einer Vielzahl von Windkanalversuchen [6, 7, 8] und Langzeitmessungen an bestehenden Brücken [4, 5, 6, 7, 8, 9, 10]. Die Erkenntnisse gingen in baupraktische Rechenmodelle ein [6, 8, 10, 11, 12]. Zusätz-lich wurden Regen-Wind-induzierte Schwingungen durch numerisches Lösen der zugrundeliegenden, nichtlinearen Differentialgleichungen rechnerisch ab-gebildet [13, 14, 15, 16, 17]. Auch hier wurden teil-weise Windkanalversuche zur Ermittlung der Erre-gerkraftbeiwerte durchgeführt.

Regen-Wind-induzierte Schwingungen treten an Hängern von Stabbogenbrücken relativ selten auf. An der Elbebrücke Dömitz war dies z.B. während ei-ner halbjährigen Langzeitmessung einmal mit maxi-malen Amplituden der Fall [4, 5]. Ursache hierfür ist das notwendige Zusammentreffen der beschriebenen Witterungsverhältnisse. Die Maximalamplituden sind begrenzt. Regen-Wind-induzierte Schwingungen stellen zum einen eine Ermüdungsgefährdung dar,

können aber andererseits durch das Auftreten von er-heblichen Maximalamplituden auch zu einer Gefähr-dung der Tragfähigkeit führen (Überschreiten der Fließgrenze). Es ist somit ein Tragfähigkeits- und ein Ermüdungsnachweis notwendig.

1.4 Galloping

Galloping kann in Form von Biege- oder Torsi-onsschwingungen auftreten. Es handelt sich hierbei um aeroelastische Instabilitäten, d.h. ihr einmaliges Auftreten kann zum Versagen des Bauwerks führen. Sie kommen vorwiegend bei schlanken Stäben mit rechteckiger oder quadratischer Querschnittsform vor. Auch können Kreisprofile, ansonsten aeroela-stisch stabil, durch ungünstige Vereisung anfällig für dieses Schwingungsphänomen werden.

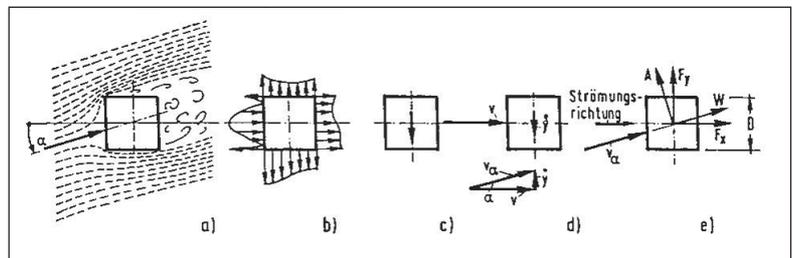


Abb. 1: Gallopingsschwingungen beim Quadratprofil [18]

Die Entstehung von Galloping-Biegeschwin-gungen für das Quadratprofil ist in **Abb. 1** erläutert. Wird ein starrer Körper mit Quadratprofil schräg an-geströmt (a), stellt sich die Umfangsdruckverteilung nach (b) ein. Es liegt ein, nach unten gerichteter Sog-überschuss vor (c). Wird das Profil achsparallel mit einer Windgeschwindigkeit v angeströmt und bewegt sich gleichzeitig mit einer Geschwindigkeit y' nach unten, hat der resultierende Geschwindigkeitsvektor gegenüber der Achse eine Schräglage (d), der Strömungszustand entspricht (a). Bei einer Bewegung nach unten wird eine Kraft in Richtung der Bewe-gung geweckt, wodurch die Bewegung unterstützt wird, d.h. die Schwingung angefacht wird [18].

Galloping-Torsionsschwingungen entstehen prinzipiell durch den gleichen Mechanismus wie Galloping-Biegeschwingungen. Resultierende Kräfte aus unsymmetrischen Druckverteilungen greifen aller-dings versetzt zum Schwerpunkt an, womit ein Mo-ment entsteht, das Drehbewegungen (Torsion) her-vorrufen. Dieses Phänomen tritt vor allem bei rech-teckigen Querschnitten auf, die in ihren Abmessungen wesentlich breiter als hoch sind.

Gallopingsschwingungen an Hängern von Stab-bogenbrücken müssen aus dem oben genannten Grund, dass sie bereits durch einmaliges Auftreten zum Versagen führen können, vermieden werden. Dies kann durch die Wahl von Querschnittsabmes-

sungen erfolgen, die hierfür nicht anfällig sind. Auch können sie ausgeschlossen werden, wenn die Windgeschwindigkeit, bei der Galloping einsetzt, vom natürlichen Wind nicht erreicht werden kann.

1.5 Verkehrsinduzierte Beanspruchungen

Durch Verkehrüberfahrten entstehen an Hängern von Stabbogenbrücken Spannungsschwingbreiten, die sie ermüdungsrelevant beanspruchen. Sie treten, mit Ausnahme von tageszeitlichen Schwankungen, über die gesamte Lebensdauer eines Bauwerks auf. Die Schädigung geschieht folglich durch eine hohe Anzahl von Lastwechseln. Auch ist damit ein Zusammentreffen mit wirbelerregten Querschwingungen, die, wie erläutert, häufig vorkommen, sehr wahrscheinlich. Bezüglich der schädigungsrelevanten Doppelspannungsamplituden sind diese Beanspruchungen immer gemeinsam zu betrachten [19, 20].

2 Derzeitige normative Regelung

Für den Brücken- und Ingenieurbau erfolgte mit dem ARS Nr. 8/2003 die Umstellung auf europäische Regelungen (Eurocodes), bzw. die DIN-Fachberichte. Für die Hänger von Stabbogenbrücken sind die DIN-FB 101 [21] und 103 [22] samt den Hinweisen in den zugehörigen ARS des BMVBS maßgebend.

Nach [23] ist der Hängeranschluss durch die Formgebung und die Schweißnahtausbildung im Detail ermüdungsgerecht zu konstruieren, in der Regel sind Hänger mit kreisförmigem Querschnitt zu wählen. Empfehlungen für günstige Querschnittsverhältnisse zur Vermeidung schädlicher winderregter Schwingungen sind in Tabelle II-5.10.1 [22] gegeben. Der Ermüdungsnachweis ist nach [22] als Dauerfestigkeitsnachweis auf einem Niveau von zwei Millionen Lastwechseln zu führen (Kapitel II, Abschnitt 9). Die wirksame Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma$ ist dabei mit den Einwirkungen aus Verkehr zu bestimmen [23], ein rechnerischer Ermüdungsnachweis für Windeinwirkungen darf entfallen [23]. Nach [22] sind Untersuchungen der Hänger auf wirbelerregte Querschwingungen, Gallopingsschwingungen und Regen-Wind-induzierte Schwingungen durchzuführen (Abs. 5.10.3). Jedoch werden keine Hinweise zu möglichen Berechnungsverfahren gegeben.

Für die Berechnung wirbelerregter Querschwingungen kann auf DIN 1055-4 [24] und DIN V ENV 1993-2 [25] zurückgegriffen werden. Beispielrechnungen [26] zeigen, dass mit diesen Rechenansätzen der Betriebsfestigkeitsnachweis auf Grund der ho-

hen anzusetzenden Lastwechselzahl nicht zu führen ist, sobald die Doppelspannungsamplitude auch nur geringfügig über dem Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit liegt. Das vom Schornsteinbau übernommene Rechenmodell für wirbelerregte Querschwingungen ist somit für schlanke Zugglieder nicht geeignet.

Nach [22] sind Hänger mit Kreisquerschnitt auf Regen-Wind-induzierte Schwingungen zu untersuchen, sofern die Eigenfrequenz kleiner 7 Hz ist. Es ist dann experimentell nachzuweisen, dass die vorhandene Dämpfung größer als die Grenzdämpfung ist, mit der eine schädigende Wirkung vermieden werden kann. Die Bestimmung der Grenzdämpfung ist nicht geregelt.

Es ist somit zusammenfassend festzustellen, dass die DIN-Fachberichte weder Rechenansätze für winderregte Schwingungen noch entsprechende Nachweisformate (Tragfähigkeitsnachweis, Ermüdungsnachweis) enthalten und damit für die praktische Anwendung nur bedingt geeignet sind.

3 Entwurfsgrundsätze für Bauwerke

3.1 Querschnitte der Zugglieder

Nachdem sowohl an Rundstahl- als auch an Flachstahlhängern [19, 27] bemessungsrelevante winderregte Schwingungen auftreten können, ist eine Bevorzugung eines Hängertyps („rund“ oder „flach“) nicht möglich.

3.2 Konstruktive Empfehlungen zur Anschlussgeometrie von Rundstahlhängern

Das ermüdungsgerechte Konstruieren muss im Vordergrund stehen, die rechnerischen Nachweise selbst sollen die Formfindung bestätigen. Die Knotenblechdicke sollte gering sein, um einer Gelenkwirkung möglichst nahe zu kommen. Gleichzeitig sollte der Rundstahlhänger in einem größeren Abstand (freie Knotenblechhöhe l_f) vom Versteifungsträger/Querträger bzw. Bogen beginnen. Das Knotenblech muss ausgerundet auslaufen und in Abhängigkeit der Hängertypen ausreichend groß sein. Hierdurch werden ein günstiger Kerbfall und ein bereits deutlich abgemindertem Biegemoment am Knotenblech erreicht. Die Optimierung der Hängeranschlussbleche muss bereits im Entwurfsstadium einer Bogenbrücke erfolgen, um die gestalterischen Aspekte mit den statischen Notwendigkeiten in Einklang zu bringen. Folgende geometrische Empfehlungen haben sich im Rahmen der Entwurfsplanung bewährt (**Abb. 2**) [28]:

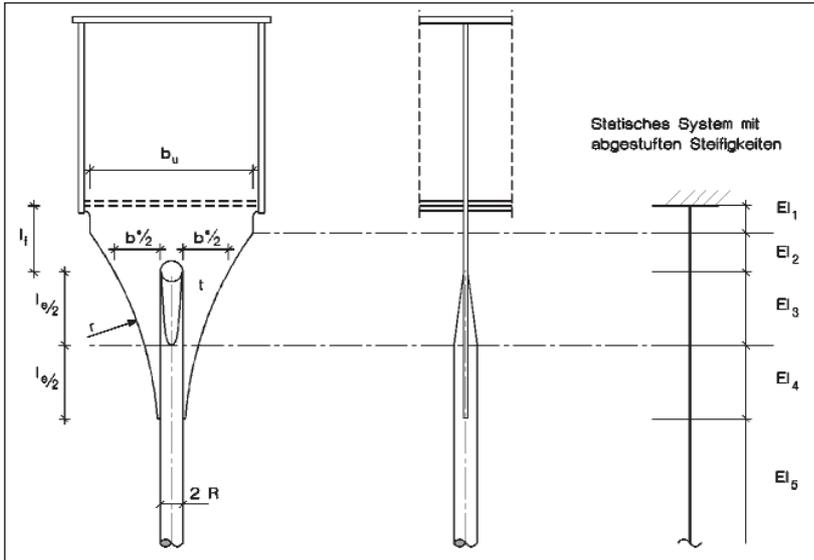


Abb. 2: Geometrie des Hängeranschlussbleches

Hängerradius:
$$R = \sqrt{\frac{N_{\max}}{\pi \cdot \sigma}} \quad (F1)$$

Knotenblechdicke:
$$t = 0,5 \cdot R \quad (F2)$$

Breite auf Höhe Freischnitt:
$$b^* = \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{netto}} \cdot t} \quad (F3)$$

Einbindelänge:
$$l_e = \frac{N_{\max}}{2 \cdot \tau \cdot t} \quad (F4)$$

Maximale Blechbreite:
$$b_u = 1,5 \cdot (b^* + 2 \cdot R) \quad (F5)$$

Außenradius:
$$r = 1,9 \cdot \left(\frac{l_e^2}{b^*} + 0,25 \cdot b^* \right) \quad (F6)$$

Freie Knotenblechhöhe:
$$l_f = 0,45 \cdot l_e \quad (F7)$$

mit N_{\max} = maximale Hängernormalkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus den ständigen Bemessungssituationen (γ_F -fache Lasten, ohne Hängerausfall) nach DIN FB

σ , σ_{netto} und τ = Spannungswerte nach **Tabelle 1**

	σ [N/mm ²]	σ_{netto} [N/mm ²]	τ [N/mm ²]
Hängernormalkraft nach DIN FB für S355	190	175	60
Hängernormalkraft nach „alten Normen“ für S355 (zul. σ -Konzept)	130	120	40
Hängernormalkraft nach DIN FB für S460	240	225	80

Tabelle 1: Spannungswerte zur Ermittlung der Hängeranschlussgeometrie [28]

Für eine Ermittlung nach den „alten“ Normen kann die maximale Normalkraft im Hänger im Lastfall H (Eigengewicht und Verkehrslast) zur Berechnung des Knotenblechs herangezogen werden.

Die Verwendung von Feinkornbaustahl S460 führt zu einem deutlich kleineren Knotenblech und zu einem geringeren Hängerdurchmesser. Dies wirkt sich tendenziell positiv auf die Ermüdungsanfälligkeit bezüglich Verkehr und wirbelerregten Querschwingungen aus.

Der Einsatz von S235 als Material der Hänger und der Anschlussbleche ist, auf Grund der dann erforderlichen größeren Hängerdurchmesser und dickeren Knotenbleche, hinsichtlich der Ermüdungsgefährdung nachteilig.

Ein Hängeranschluss am Bogen ist exemplarisch in **Abb. 3** dargestellt. Auftretende Beanspruchungen mit ermüdungsrelevanten Stellen sind eingezeichnet, in **Abb. 4** ist die konstruktive Ausbildung im Detail (Detail A) angegeben.

3.3 Konstruktive Empfehlungen für Querschnittsabmessungen von Flachstahlhängern

Es wird empfohlen, Flachstahlhänger mit einem Abmessungsverhältnis der Seiten von $3,0 \leq b/d \leq 5$ zu konstruieren [28] (**Abb. 5**).

Für Hänger mit kleineren Verhältnissen ($< 3,0$) sind Galloping-Biegeschwingungen bereits bei niedrigen Windgeschwindigkeiten zu erwarten [28], womit für eine solche Ausbildung in jedem Fall Gegenmaßnahmen ergriffen werden müssten. Galloping-Torsionsschwingungen können etwa ab $b/d \geq 3$ auftreten, wobei die Einsetzgeschwindigkeit für größer werdende Verhältnisse abnimmt. Aus diesem Grund sollte $b/d \leq 5$ gewählt werden. Auch die rechnerischen Beanspruchungen aus wirbelerregten Querschwingungen werden dann minimiert [28].

3.4 Steifigkeit des Haupttragwerkes von Bogenbrücken

Versteifungsträger und Querträger sollten eine ausreichende Biegesteifigkeit aufweisen, damit die Endtangentialverdrehungen der Hänger-

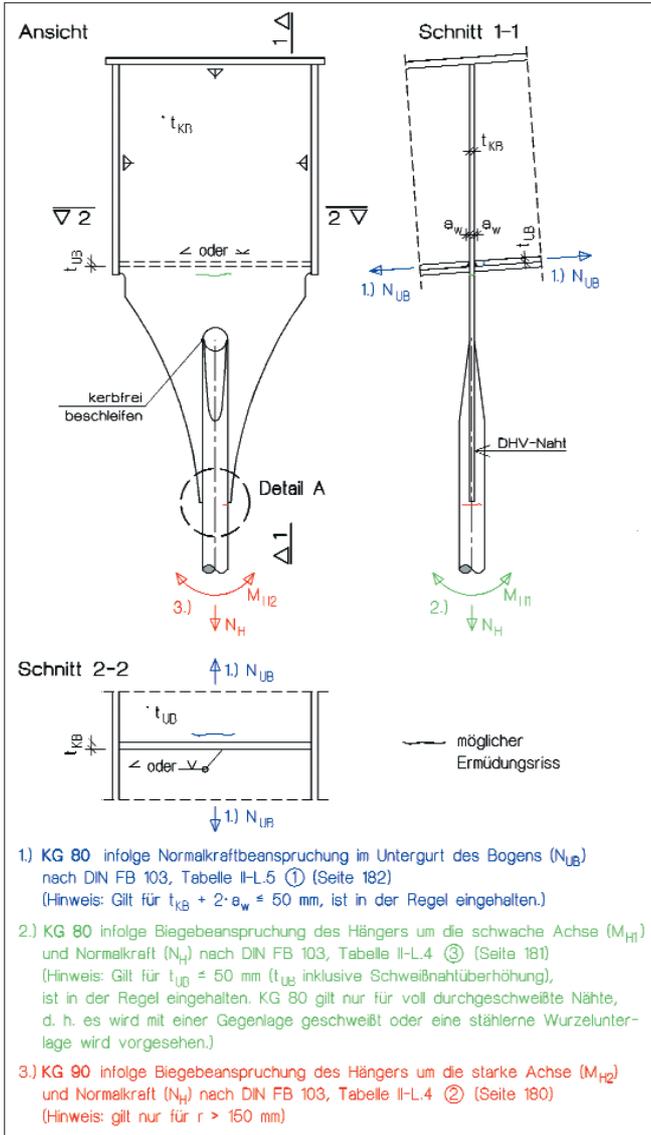


Abb. 3: Konstruktionszeichnung für den oberen Hängeranschluss

anschlüsse infolge Verkehrslasten begrenzt bleiben. Vorteilhaft kann sich eine erhöhte Torsionssteifigkeit des Versteifungsträgers (Hohlkasten) auswirken. Die Konstruktionshöhe der Versteifungsträger sollte mit $h_k \geq L/50$ gewählt werden.

4 Bemessungsregeln für Rundstahlhänger

4.1 Wirbelerregte Querschwingungen

4.1.1 Quertriebslast für dynamische Berechnung

(R1) Die Nachweise für wirbelerregte Querschwingungen sind für kreisförmige Hänger nur für Eigenfrequenzen $f_1 < 10$ Hz zu führen [11, 29].

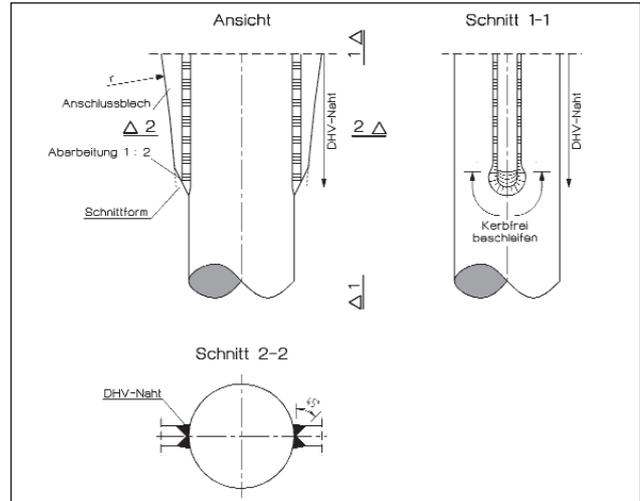


Abb. 4: Detail A

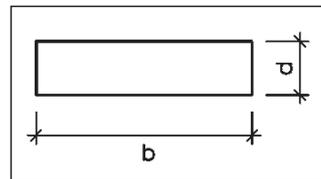


Abb. 5: Abmessungsverhältnisse für Flachstahlhänger

(R2) Die dynamische Quertriebslast für den Nachweis wirbelerregter Querschwingungen für Eigenfrequenzen $f_1 < 10$ Hz ist wie folgt zu ermitteln [29]:

$$q_{\text{dyn}} = 0,7 \cdot D \cdot \frac{v_{\text{crit},i}^2}{1600} \cdot \frac{\pi}{\delta} \cdot k_{F,i} \text{ [kN/m]} \quad (\text{F8})$$

mit: 0,7 = Erregerkraftbeiwert für Kreiszyylinder

$v_{\text{crit},i}$ = kritische Windgeschwindigkeit der jeweiligen Eigenform

$$v_{\text{crit},i} = \frac{f_i \cdot D}{St} \text{ [m/s]} \quad (\text{F9})$$

D = Hängerdurchmesser [m]

f_i = Eigenfrequenz [Hz] der jeweiligen Eigenform unter Berücksichtigung der Hängernormalkraft infolge Eigengewicht (ständige Einwirkungen auf Gebrauchstauglichkeitsniveau, $\gamma_F = 1,0$)

δ = logarithmisches Dämpfungsdekrement

St = Strouhalzahl (St = 0,20 für Kreiszyylinder)

$k_{F,i}$ = Faktor zur Berücksichtigung einer kontinuierlichen Abnahme der Erregerkraft bei steigenden Eigenfrequenzen nach (R3)

(R3) Der Faktor k_F errechnet sich zu:

$$k_{F,i} = 1 \quad \text{für } f_i < 7 \text{ Hz} \quad (\text{F10})$$

$$k_{F,i} = \left(\frac{7}{f_i}\right)^3 \quad \text{für } 7 \leq f_i < 10 \text{ Hz} \quad (\text{F11})$$

Nach [29] liegt die Frequenzgrenze für das Auftreten von wirbelerregten Hängerschwingungen bei 7 Hz. Dies bedeutet eine abrupte, nicht realistische Abnahme der Erregerkraft auf 0 für Eigenfrequenzen > 7 Hz. Mit dem Faktor k_F wird baupraktisch eine kontinuierliche Abnahme der Erregerkraft berücksichtigt.

(R4) Das logarithmische Dämpfungsdekrement ist bei rechnerischen Nachweisen zu $\delta = 0,0015$ anzunehmen. Dieser Rechenwert darf als Mindestwert der Dämpfung verwendet werden, auch wenn sich durch eine etwaige Messung am Originalbauwerk (nach dem Aufbringen des Fahrbahnbelages und der Geländermontage) ein geringerer Wert ergibt. Er ist begründet durch den Aufschwingvorgang. Dieser dauert aufgrund der niedrigen Dämpfung sehr lange, womit eine Abschwächung durch Windturbulenzen oder sonstige Einflüsse (z.B. Verkehr) sehr wahrscheinlich ist.

(R5) Die Quertriebslast q_{dyn} ist als konstante Einwirkung auf eine Wirklänge von $L_w = 24 \cdot D$ in den Schwingungsmaxima der Eigenformen anzusetzen (Abb. 6). Der Wert ist an Hand von Langzeitmessungen an Stabbogenbrücken begründet [19, 30].

(R6) Die Biegemomente werden unter Berücksichtigung der Hängernormalkraft infolge Eigengewicht (Gebrauchstauglichkeitsniveau, $\gamma_F = 1,0$) nach der Eigenformmethode dann jeweils für eine Eigenform berechnet.

(R7) Ist eine dynamische Berechnung mit einer Baudynamik-Software vorgesehen, so ist die Quertriebslast als zeitabhängige Belastung wie folgt aufzubringen:

$$q(t) = 0,7 \cdot D \cdot \frac{v_{\text{crit},i}^2}{1600} \cdot \sin(2\pi f_i \cdot t) \cdot k_{F,i} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{F12})$$

Der Berechnungszeitraum muss ausreichend lang gewählt werden, so dass der Einschwingvorgang beendet ist, d.h. die maximale Amplitude erreicht ist.

(R8) Die Doppelspannungsamplitude berechnet sich zu:

$$\Delta\sigma_{\text{Wind}} = \frac{2 \cdot \max M}{W} \quad (\text{F13})$$

Die Berechnungen sind in und quer zur Bogenebene durchzuführen. Bei mehreren Eigenfrequenzen unter 10 Hz sind alle zu diesen Eigenfrequenzen zugehörigen Eigenformen zu betrachten (siehe Abb. 6). Die Lasteinflusslänge von $24 \cdot D$ gilt für ein Nachweisniveau von $2 \cdot 10^6$ Lastwechselln.

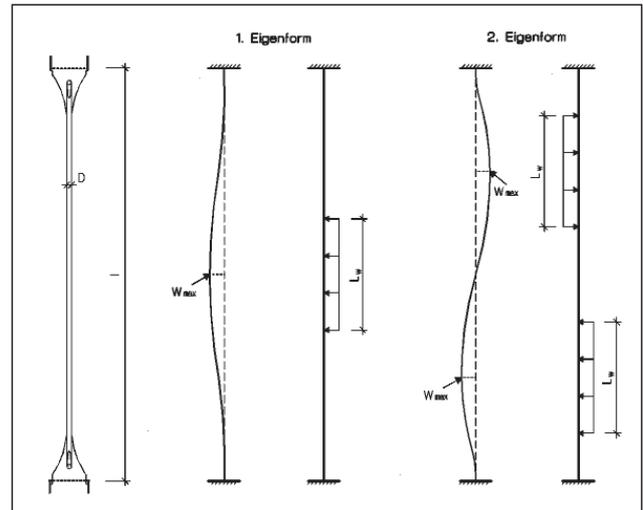


Abb. 6: Lastmodell für Quertriebslasten

4.1.2 Statisches Ersatzverfahren

(R9) Für eine statische Berechnung kann die Quertriebslast für einen Kreisquerschnitt abweichend von (R2) nach Erfüllung von (R1) nach folgenden Formeln ermittelt werden [20]:

$$q_{\text{stat}} = 1,10 \cdot D \cdot v_{\text{crit},i} \cdot k_{F,i} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{F14})$$

Im Lastansatz ist ein dynamischer Anpassungsfaktor von 1,20 für die Abweichung zwischen dynamischer und statischer Berechnung, der Mindestwert für die Dämpfung nach (R4) und der Erregerkraftbeiwert für Kreiszyylinder enthalten.

(R10) Die Regel (R5) der dynamischen Berechnung ist anzuwenden.

(R11) Die Biegemomente sind in einer statischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der Anschlussgeometrie des Zugglieds zu ermitteln.

(R12) Wird durch eine Messung am Originalbauwerk ein logarithmisches Dämpfungsdekrement $\delta_{\text{mess}} > 0,0015$ ermittelt, so darf die Quertriebslast q_{stat} linear reduziert werden:

$$q_{\text{stat}}^* = \frac{0,0015}{\delta_{\text{mess}}} \cdot q_{\text{stat}} \quad \text{für } d_{\text{mess}} > 0,0015 \quad (\text{F15})$$

4.2 Regen-Wind-induzierte Schwingungen

4.2.1 Quertriebslast für dynamische Berechnung

(R13) Regen-Wind-induzierte Schwingungen können bei kreisförmigen Zuggliedern mit einer Grundfrequenz $f < 6,5$ Hz und einer Windgeschwindigkeit bis etwa 30 m/s [13] auftreten und zu Schwingungsamplituden führen, welche die Lebensdauer erheblich beeinträchtigen können. Geneigte Hänger sind dabei besonders anfällig für dieses Phänomen [6, 8]. Jedoch können Regen-Wind-induzierte Schwingungen auch bei vertikalen Hängern vorkommen [13]. Liegen ihre Eigenfrequenzen unter 6,5 Hz, so sind nachfolgend dargestellte rechnerische Untersuchungen notwendig, die in der Regel zu dämpfungserhöhenden Maßnahmen führen. Bei vertikalen Hängern genügt zunächst eine Beobachtung des Bauwerks bei kritischen Wetterbedingungen (mittelschwerer bis starker Regen in Verbindung mit kräftigem Wind). Sollten dabei deutlich wahrnehmbare Hängerschwingungen festgestellt werden, sind ebenfalls weitergehende Untersuchungen nach den folgenden Regeln notwendig.

(R14) Die Quertriebslast für die Berechnung der maximalen Beanspruchungen infolge Regen-Wind-induzierter Schwingungen für Eigenfrequenzen $f < 6,5$ Hz und Windgeschwindigkeiten bis 30 m/s ist wie folgt anzusetzen [28]:

$$q_{\text{dyn}} = c \cdot \eta \cdot v_{\text{crit},i}^2 \cdot \frac{\pi}{\delta} \cdot k_{v,i} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{F16})$$

mit: $v_{\text{crit},i}$ = kritische Windgeschwindigkeit der jeweiligen Eigenform [31]

$$v_{\text{crit},i} = 73,5 \cdot D \cdot f_i^{0,6} \quad [\text{m/s}] \quad (\text{F17})$$

$$\eta = 1,13 \cdot 10^{-5} \quad (\text{teilempirischer Wert})$$

$$f_i = \text{Eigenfrequenz der jeweiligen Eigenform [Hz], wie (R2)}$$

$$D = \text{Hängerdurchmesser [m]}$$

$$\delta = \text{logarithmisches Dämpfungsdekrement}$$

$$k_{v,i} = \text{Faktor zur Berücksichtigung einer kontinuierlichen Abnahme der Erregerkraft für Windgeschwindigkeiten über 20 m/s nach (R15)}$$

$c =$ Erregerkraftbeiwert nach **Abb. 7**, windrichtungsunabhängig

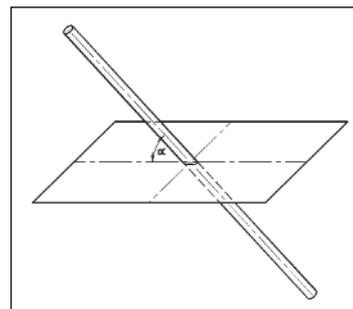
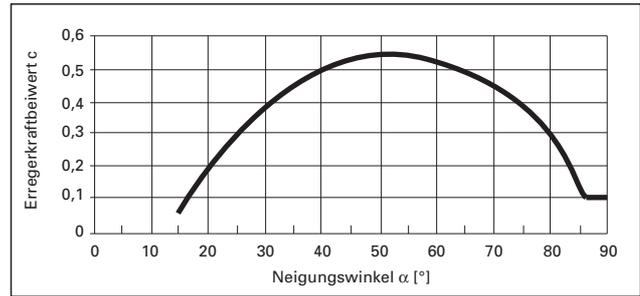


Abb. 7: Erregerkraftbeiwert c mit Definition des Neigungswinkels α [20]

(R15) Der Faktor $k_{v,i}$ wird wie folgt berechnet:

$$k_{v,i} = 1 \quad \text{für } v_{\text{crit},i} \leq 20 \text{ m/s} \quad (\text{F18})$$

$$k_{v,i} = \frac{30 - v_{\text{crit},i}}{10} \quad \text{für } 20 \text{ m/s} < v_{\text{crit},i} < 30 \text{ m/s} \quad (\text{F19})$$

Die Abminderung erfolgt dabei analog zu [32]. Sie berücksichtigt baupraktisch die Abnahme der Erregerkraft für kritische Windgeschwindigkeiten über 20 m/s.

(R16) Das logarithmische Dämpfungsdekrement darf bei rechnerischen Nachweisen zu $\delta = 0,0015$ angenommen werden, auch wenn durch Messungen am Originalbauwerk ein niedrigerer Wert ermittelt wird. Dies ergibt sich aus dem positiven Einfluss der aerodynamischen Dämpfung, die insbesondere bei hohen Windgeschwindigkeiten und großen Schwingamplituden ausgeprägt ist.

(R17) Für Hänger mit einem Neigungswinkel größer 87° ist ein Mindesterregerkraftbeiwert von 0,1 zur Berücksichtigung einer möglichen, vertikalen Windkomponente anzusetzen.

(R18) Die Quertriebslast q_{dyn} ist als konstante Einwirkung auf eine Wirklänge von $0,27 \cdot L$ [10] (L = Hängervlänge) nach **Abb. 6** jeweils in den Schwingungsmaxima der betrachteten Eigenform anzusetzen. Die Biegemomente werden nach der Eigenformmethode unter Berücksichtigung der Hängernormalkraft infolge

Eigengewicht (Gebrauchstauglichkeitsniveau, $\gamma_F = 1,0$) berechnet.

- (R19) Beim Einsatz von Baudynamiksoftware ist die Quertriebslast in Analogie zur Formel für wirbelerregte Querschwingungen (F12) zu ermitteln.
- (R20) Die maximale Spannungsamplitude aus Regen-Wind-induzierten Schwingungen berechnet sich zu

$$\sigma_{\text{Regen-Wind}} = \frac{\max M}{W} \quad (\text{F20})$$

Die Berechnungen sind in und quer zur Bogenebene durchzuführen. Es handelt sich hier um ein Näherungsverfahren, das wesentliche Einflussparameter aus [6, 8, 12, 10, 24] enthält. Für geringere Hängerdurchmesser als etwa 70 mm sind niedrigere Erregerkraftbeiwerte zu erwarten. Hierzu werden an der RWTH Aachen Untersuchungen stattfinden.

4.2.2 Statisches Ersatzverfahren

- (R21) Die statische Quertriebslast ist für Regen-Wind-induzierte Schwingungen unter Beachtung von (R13) wie folgt zu ermitteln:

$$q_{\text{stat}} = 0,0283 \cdot c \cdot v_{\text{crit},i}^2 \cdot \frac{1}{D} \cdot k_{v,i} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{F21})$$

Der dynamische Anpassungsfaktor und der Mindestwert für die Dämpfung gemäß (R16) sind im Lastansatz enthalten.

- (R22) Die Eingangsparameter sind dabei identisch zu 4.2.1, ebenso die Wirklänge und der Erregerkraftbeiwert. Die Biegemomente werden statisch berechnet.
- (R23) Die Regel (R12) darf angewendet werden.

4.3 Galloping

Für Rundstahlhänger sind im Regelfall keine Untersuchungen hinsichtlich Galloping notwendig. Eisbildung am Hänger kann aber zu einer aerodynamischen Instabilität führen.

4.4 Verkehrsinduzierte Beanspruchungen

- (R24) Es sind die ermüdungswirksamen Einwirkungen nach DIN-FB 101 anzusetzen.

Bei der Ermittlung der ermüdungswirksamen Doppelspannungsamplituden sind die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen.

4.5 Nachweiskonzept

4.5.1 Verkehr und wirbelerregte Querschwingungen

Der Ermüdungsnachweis kann nach DIN-FB 103, Kapitel II, Abschnitt 9 (Werkstoffermüdung) als Dauerfestigkeitsnachweis auf einem Niveau von $N = 2 \cdot 10^6$ Lastwechsel geführt werden. Die Umrechnung der Spannungen vom Dauerfestigkeitsniveau von $5 \cdot 10^6$ Lastwechsel nach EC 3 auf das Nachweisniveau von $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel erfolgt durch den Anpassungsbeiwert λ_1 (DIN-FB 103, II – 9.5.2 bzw. 9.5.3) bzw. durch die einzusetzende Wirklänge von $24 \cdot D$ bei der Wirbelerregung. Es gelten folgende zusätzliche Regelungen:

Für Ermüdungsnachweise sind die Hänger als Haupttragelement nach DIN-FB 103, Abschnitt II-9.3 einzustufen.

Die Doppelspannungsamplituden aus Verkehr und wirbelerregten Querschwingungen sind mit 1,0-fachem Wert zu addieren. Sind mehrere Eigenformen zu berücksichtigen, so sind sie einzeln mit der Verkehrsbeanspruchung zu überlagern [11]. Das Nachweisformat lautet damit:

$$\Delta\sigma_{\text{Verkehr}} + \Delta\sigma_{\text{Wind}} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \quad (\text{F22})$$

mit: $\Delta\sigma_c$ = Grenzwert der Ermüdungsfestigkeit bei 2 Mio. Spannungsspielen

γ_{Mf} = Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungswiderstand

Für eine konstruktive Durchbildung des Hängers nach den Empfehlungen in Abschnitt 3.2 wird der Schnitt 1 für die Biegung in Knotenblechebene und der Schnitt 2 für die Biegung senkrecht zur Knotenblechebene nach **Abb. 8** maßgebend [28]. Von den Empfehlungen abweichende Abmessungen, insbesondere eine größere Knotenblechdicke, können im

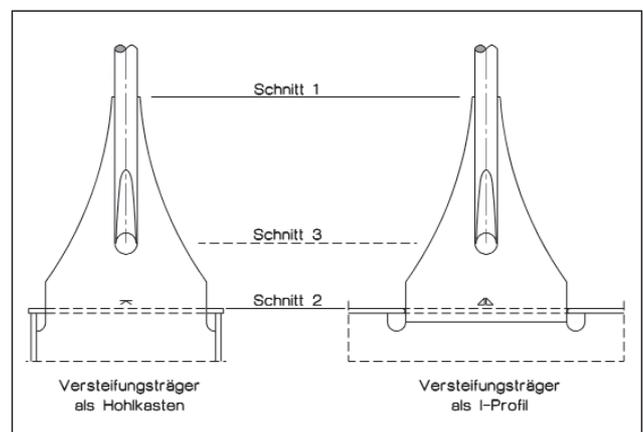


Abb. 8: Maßgebende Schnitte für die Nachweise

Lochbereich zu ermüdungsrelevanten Doppelspannungsamplituden führen (Schnitt 3), die dann in die Nachweisführung einzubeziehen sind.

Die Doppelspannungsamplituden können bei Einhaltung der geometrischen Empfehlungen am Stabmodell mit abgestuften Steifigkeiten (**Abb. 2**) errechnet werden. Im Schnitt 2 kann die volle Blechbreite als mitwirkende Breite zur Berechnung von Querschnittsfläche und Widerstandsmoment angesetzt werden.

Ist der Ermüdungsnachweis nicht erfüllt, sollte der Hängeranschluss optimiert werden. Gegebenenfalls (insbesondere bei Brücken im Bestand) ist auch eine Dämpfungserhöhung entsprechend Abschnitt 6 zweckmäßig.

4.5.2 Regen-Wind-induzierte Schwingungen

4.5.2.1 Tragsicherheitsnachweis

Spannungen aus Regen-Wind-induzierten Schwingungen können zum Erreichen der Fließgrenze im Stahl führen und dadurch die Standsicherheit des Bauwerks durch Auftreten eines Einzelereignisses beeinträchtigen. Der Tragsicherheitsnachweis ist daher wie folgt zu führen [28]:

$$\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_{\text{Regen-Wind}} \leq f_{y,k} / \gamma_M \quad (\text{F23})$$

mit: $\sigma_G =$ Normalspannung infolge der Hängernormalkraft durch ständige Lasten (außergewöhnliche Bemessungskombination, $\gamma_F = 1,0$)

$\sigma_Q =$ Normalspannung infolge der Hängernormalkraft durch Verkehrslasten (außergewöhnliche Bemessungskombination, $\gamma_F = 1,0$)

$\sigma_{\text{Regen-Wind}} =$ Spannung aus Regen-Wind-induzierten Schwingungen nach (R20)

$f_{y,k} =$ Streckgrenze des Stahls

$\gamma_M =$ Teilsicherheitsbeiwert Stahl

4.5.2.2 Ermüdungsnachweis

Der Ermüdungsnachweis ist in Form eines Dauerfestigkeitsnachweises zu führen [28]:

$$k_{H,i} \cdot \Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \quad (\text{F24})$$

mit: $k_{H,i} =$ Abminderungsfaktor zur Bestimmung der äquivalenten Doppelspannungsamplitude nach (R25)

$\Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}} =$ Doppelspannungsamplitude aus Regen-Wind-induzierten Schwingungen

$$\Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}} = 2 \cdot \sigma_{\text{Regen-Wind}} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{F25})$$

$\Delta\sigma_{\text{Regen-Wind}} =$ Spannung nach (F20)

$\Delta\sigma_c =$ Grenzwert der Ermüdungsfestigkeit bei 2 Mio. Spannungszyklen

$\gamma_{Mf} =$ Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungswiderstand

(R25) Der Abminderungsfaktor k_H berücksichtigt die Häufigkeit des Auftretens von Regen-Wind-induzierten Schwingungen hinsichtlich der äquivalenten Schädigung für den Dauerfestigkeitsnachweis. Er wird wie folgt berechnet:

$$k_{H,i} = 218 \cdot f_i^{0,33} \cdot e^{-0,35 \cdot v_{\text{crit},i}} \leq 1 \quad (\text{F26})$$

mit: $f_i =$ Eigenfrequenz der jeweiligen Eigenform [Hz], siehe (R14)

$v_{\text{crit},i} =$ kritische Windgeschwindigkeit [m/s] nach (F17)

Die Formel ist an den Messwerten der Elbebrücke Dömitz geeicht und berücksichtigt die Weibullverteilung der Windgeschwindigkeiten [28].

4.5.2.3 Dämpfungserhöhung

Bei der Ermittlung der erforderlichen Mindestdämpfung für Regen-Wind-induzierte Schwingungen kann der Tragsicherheits- oder der Dauerfestigkeitsnachweis maßgebend werden.

Wird einer der Nachweise nicht erfüllt oder werden Regen-Wind-induzierte Schwingungen beobachtet (siehe (R13)), so kann durch die Berechnung eine erforderliche Mindestdämpfung erf. δ ermittelt werden mit dem Ziel, dass die Fließgrenze nicht überschritten bzw. die ertragbare Spannungsschwingbreite eingehalten wird. Diese Dämpfung ist dann am fertigen Bauwerk durch Messungen zu überprüfen. In den überwiegenden Fällen wird allerdings die gemessene Dämpfung geringer als die erforderliche Mindestdämpfung sein. Dann müssen dämpfungserhöhende Maßnahmen wie Seilverspannungen oder dynamische Schwingungsdämpfer vorgesehen werden (siehe Abschnitt 6).

5 Bemessungsregeln für Flachstahlhänger

5.1 Wirbelerregte Querschwingungen

5.1.1 Quertriebslast für dynamische Berechnung

(R26) Quertriebslasten aus wirbelerregten Querschwingungen sind für Flachstahlhänger für diejenigen Schwingungsformen anzusetzen, deren Eigenfrequenzen $f_i < 10$ Hz betragen.

Die durch die Quertriebslast entstehende Schwingung stellt sich dabei senkrecht zur Windrichtung ein (**Abb. 9**).

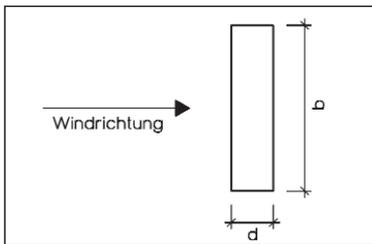


Abb. 9: Abmessungsverhältnisse für wirbelerregte Querschwingungen

(R27) Die dynamische Quertriebslast für den Dauerfestigkeitsnachweis wirbelerregter Querschwingungen für Eigenfrequenzen $f_i < 10$ Hz ist wie folgt zu ermitteln:

$$q_{\text{dyn}} = c_{\text{lat}} \cdot b \cdot \frac{v_{\text{crit},i}^2}{1600} \cdot k_{F,i} \cdot k_{T,i} \cdot k_{H,i} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{F27})$$

mit: c_{lat} = Erregerkraftbeiwert für Rechteckquerschnitte nach **Abb.10**

$v_{\text{crit},i}$ = kritische Geschwindigkeit der jeweiligen Eigenform

$$v_{\text{crit},i} = \frac{f_i \cdot b}{\text{St}} \quad [\text{m/s}] \quad (\text{F28})$$

b = Profilhöhe [m] senkrecht zur Windrichtung nach **Abb. 9**

f_i = Eigenfrequenz [Hz] der jeweiligen Eigenform, wie (R2)

δ = logarithmisches Dämpfungsdekrement

St = Strouhalzahl für Rechteckquerschnitte nach **Tabelle 2**

$k_{F,i}$ = Abminderungsfaktor nach (R3)

$k_{T,i}$ = Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Turbulenz nach (R28)

$k_{H,i}$ = Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Häufigkeit nach (R29)

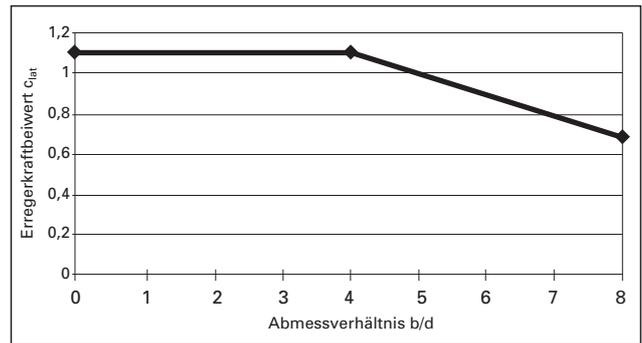


Abb. 10: Erregerkraftbeiwert c_{lat} in Abhängigkeit vom Abmessungsverhältnis b/d

Abmessungsverhältnis b/d	0,1	0,2	0,285	0,34 bis 0,5	1 bis 8
Strouhalzahl St	0,09	0,11	0,15	0,06	0,12

Tabelle 2: Strouhalzahl in Abhängigkeit vom Abmessungsverhältnis b/d [24] (Zwischenwerte dürfen interpoliert werden)

(R28) Der Faktor $k_{T,i}$ wird wie folgt bestimmt [28]:

$$k_{T,i} = 1,0 \quad \text{für } v_{\text{crit},i} \leq 8 \text{ m/s} \quad (\text{F29})$$

$$k_{T,i} = \left(\frac{8}{v_{\text{crit},i}} \right)^3 \quad \text{für } v_{\text{crit},i} > 8 \text{ m/s.} \quad (\text{F30})$$

Die Reduzierung der Quertriebslast für kritische Windgeschwindigkeiten über 8 m/s resultiert aus der zunehmenden Turbulenz und damit abnehmenden Anregung für steigende Windgeschwindigkeiten. Der Faktor geht aus einer ingenieurmäßigen Betrachtung hervor, eine genauere Untersuchung wird stattfinden.

(R29) Der Faktor $k_{H,i}$ wird wie folgt bestimmt [28]:

$$k_{H,i} = 1,12 \cdot f_i \cdot e^{-0,01 \cdot v_{\text{crit},i}^2} \leq 1 \quad (\text{F31})$$

mit: f_i = Eigenfrequenz der jeweiligen Eigenform [Hz], siehe (R27)

$v_{\text{crit},i}$ = kritische Windgeschwindigkeit [m/s] nach (F28)

Die Formel ist an den Messwerten Eisenbahnbrücke Vahldorf geeicht und berücksichtigt die Weibullverteilung der Windgeschwindigkeiten [28] für den Dauerfestigkeitsnachweis.

(R30) Das logarithmische Dämpfungsdekrement ist bei rechnerischen Nachweisen nach (R4) zu $\delta = 0,0015$ anzunehmen.

(R31) Die Quertriebslast q_{dyn} ist als konstante Einwirkung auf eine Wirklänge $L_w = 24 \cdot d$ (bzw. $L_w = 24 \cdot b$ bei $b < d$) in Analogie zu **Abb. 6** in den Schwingungsmaxima der Eigenformen anzusetzen.

- (R32) Die Biegemomente werden unter Berücksichtigung der Hängernormalkraft infolge Eigengewicht (Gebrauchstauglichkeitsniveau, $\gamma_F = 1,0$) nach der Eigenformmethode dann jeweils für eine Eigenform berechnet.
- (R33) Erregerkraftbeiwerte für weitere Querschnittsformen (Kreuzprofile, Rechtecke mit abgerundeten Kanten) können nach [33] bestimmt werden.
- (R34) Bei einer Einhaltung der geometrischen Empfehlungen nach Abschnitt 3.3 und einer entsprechenden kerbgünstigen Ausbildung der Hängeranschlussbleche führen wirbelerregte Querschwingungen um die schwache Achse in der Regel nicht zu Problemen hinsichtlich der Dauerfestigkeit [28]. Zudem ergeben sich für Anströmungen auf die schmale Seite nach [33] teilweise geringere Erregerkraftbeiwerte als in **Abb. 10** gegeben.
- (R35) Ist eine dynamische Berechnung mit einer Baudynamik-Software vorgesehen, so ist die Quertriebslast in Analogie zu den Rundstahlhängern (F12) aufzubringen.
- (R36) Die Doppelspannungsamplitude berechnet sich nach (F13).

Bei mehreren Eigenfrequenzen unter 10 Hz sind alle zu diesen Eigenfrequenzen zugehörigen Eigenformen zu betrachten. Die Lasteinflusslänge nach (R31) gilt für ein Nachweisniveau von $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln.

5.1.2 Statisches Ersatzverfahren

- (R37) Für eine statische Berechnung kann die Quertriebslast für einen Rechteckquerschnitt abweichend von (R27) nach Erfüllung von (R26) nach folgenden Formeln ermittelt werden [28]:

$$q_{\text{stat}} = 1,57 \cdot c_{\text{lat}} \cdot b \cdot v_{\text{crit},i}^2 \cdot k_{F,i} \cdot k_{T,i} \cdot k_{H,i} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{F32})$$

- (R38) Die Regel (R31) der dynamischen Berechnung ist anzuwenden.
- (R39) Die Biegemomente sind in einer statischen Berechnung nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der Anschlussgeometrie des Zugglieds zu ermitteln.
- (R40) Die Regel (R12) darf angewendet werden.

5.2. Regen-Wind-induzierte Schwingungen

Flachstahlhänger müssen nicht auf Regen-Wind-induzierte Schwingungen untersucht werden.

5.3. Galloping

5.3.1 Einsetzgeschwindigkeiten für Galloping-Biegeschwingungen

- (R41) Rechteckhänger mit einem Seitenverhältnis $b/d \leq 3$ sind hinsichtlich Galloping-Biegeschwingungen zu untersuchen. Die maßgebende Einsetzgeschwindigkeit entsteht durch eine Anströmung auf die schmale Seite „d“ des Hängers (**Abb. 11**).

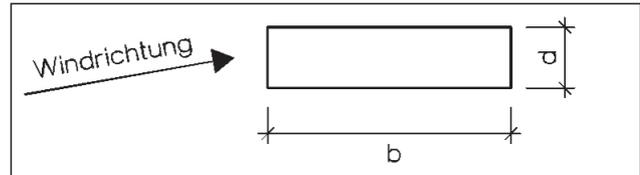


Abb. 11: Abmessungsverhältnis für Gallopingsschwingungen

- (R42) Die Einsetzgeschwindigkeit berechnet sich zu

$$v_{\text{crit}} = \left(\frac{2 \cdot m \cdot \delta}{\rho \cdot d^2} + a_0 \right) \cdot \frac{f \cdot d}{b_0} \quad [\text{m/s}], \quad (\text{F33})$$

beträgt aber mindestens

$$v_{\text{crit}} = c_0 \cdot f \cdot d \quad [\text{m/s}]. \quad (\text{F34})$$

mit: $m =$ auf die Länge bezogene Masse [kg/m]

$f =$ Eigenfrequenz [Hz] der 1. Biegeschwingung senkrecht zur Windrichtung (d.h. um die schwache Achse) unter Berücksichtigung der Hängernormalkraft infolge Eigengewicht (Gebrauchstauglichkeitsniveau, $\gamma_F = 1,0$)

$\gamma =$ logarithmisches Dämpfungsdekrement der zugehörigen Eigenform

$d =$ Profilhöhe senkrecht zur Windrichtung [m] nach **Abb. 11**

$\rho =$ Luftdichte [kg/m³] (wenn nicht anderweitig geregelt: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)

$a_0, b_0, c_0 =$ Stabilitätswerte für Galloping-Biegeschwingungen nach **Tabelle 3** (Zwischenwerte dürfen interpoliert werden)

b/d	1	1,5	2	3
a_0	-8	20	40	270
b_0	0,6	2,0	4,0	5,0
c_0	10	20	25	55

Tabelle 3: Stabilitätsbeiwerte a_0 , b_0 und c_0 für Galloping-Biegeschwingungen

Das Berechnungsmodell resultiert aus den Ergebnissen der Untersuchungen in [34], die in [35] baupraktisch angenähert wurden.

5.3.2 Einsetzgeschwindigkeiten für Galloping-Torsionsschwingungen

(R43) Rechteckhänger mit einem Seitenverhältnis $b/d \geq 3,0$ sind hinsichtlich Galloping-Torsionsschwingungen zu untersuchen.

(R44) Die Einsetzgeschwindigkeit berechnet sich zu

$$v_{\text{crit}} = \left(\frac{2 \cdot \Theta \cdot \delta}{\rho \cdot d^4} + a_0 \right) \cdot \frac{f \cdot d}{b_0} \text{ [m/s]}, \quad (\text{F35})$$

beträgt aber mindestens

$$v_{\text{crit}} = c_0 \cdot f \cdot d \text{ [m/s]}. \quad (\text{F36})$$

mit: $\Theta =$ Massenträgheitsmoment

$$\Theta = \frac{m}{12} \cdot (b^2 + d^2) \text{ [kgm}^2 \text{ / m]} \quad (\text{F37})$$

$m =$ auf die Länge bezogene Masse [kg/m]

$f =$ Eigenfrequenz [Hz] der 1. Torsionsschwingung unter Berücksichtigung der Hängernormalkraft infolge Eigengewicht (Gebrauchstauglichkeitsniveau, $\gamma_F = 1,0$)

$\delta =$ logarithmisches Dämpfungsdekrement der 1. Torsionsschwingung

$d =$ Profilhöhe senkrecht zur Windrichtung [m] nach **Abb. 11**

$b =$ Profilbreite parallel zur Windrichtung [m] nach **Abb. 11**

$\rho =$ Luftdichte [kg/m³] (wenn nicht anderweitig geregelt: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)

$a_0, b_0, c_0 =$ Stabilitätswerte für Galloping-Torsionsschwingungen nach **Tabelle 4** (Zwischenwerte dürfen interpoliert werden)

b/d	3	4	6	8
a_0	500	1500	2500	5000
b_0	50	100	150	200
c_0	10	15	15	25

Tabelle 4: Stabilitätsbeiwerte a_0 , b_0 und c_0 für Galloping-Torsionsschwingungen

(R45) Das logarithmische Dämpfungsdekrement ist bei der Ermittlung der Einsetzgeschwindigkeit zu $\delta = 0,0015$ anzunehmen. Dies ist begründet durch den nichtlinearen Eingang der Strukturdämpfung, womit sich für tatsächlich mögliche, noch geringere Dämpfungen nur unwesentlich niedrigere Einsetzgeschwindigkeiten ergeben.

(R46) Die Berücksichtigung der Wölbeinspannung an den Hängenden führt zu deutlich höheren Torsionseigenfrequenzen und damit zu höheren Einsetzgeschwindigkeiten. In der Literatur angegebene Näherungsformeln zur Ermittlung der Torsionseigenfrequenzen berücksichtigen den Einfluss der Wölbeinspannung in der Regel nicht und sind daher nur bedingt geeignet.

Das Berechnungsmodell resultiert aus den Ergebnissen der Untersuchungen in [34], die in [35] baupraktisch angenähert wurden.

5.4 Verkehrsinduzierte Beanspruchungen

(R47) Es sind die ermüdungswirksamen Einwirkungen nach DIN-FB 101 anzusetzen.

Bei der Ermittlung der ermüdungswirksamen Doppelspannungsamplituden sind die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen.

5.5 Nachweiskonzept

5.5.1 Verkehr und wirbelerregte Querschwingungen

Die Flachstahlhänger sind analog Abschnitt 4.5.1 nachzuweisen.

5.5.2 Galloping

Es muss nachgewiesen werden, dass die Einsetzgeschwindigkeiten für Galloping-Biege und -Torsionsschwingungen über dem 1,25-fachen Wert der mittleren Geschwindigkeit nach DIN-1055-4 liegt:

$$v_{\text{crit}} > 1,25 \cdot v_m \text{ für Galloping-Biegeschwingungen} \quad (\text{F38})$$

$$v_{\text{crit}} > 1,25 \cdot v_m \text{ für Galloping-Torsionsschwingungen.} \quad (\text{F39})$$

mit: v_m = mittlere Windgeschwindigkeit nach DIN 1055-4 [24] in Höhe der Hängermittelpunkte

5.5.3 Dämpfungserhöhung

Bei Nichteinhaltung eines Nachweises kann die erforderliche Mindestdämpfung berechnet werden, die der Hänger aufweisen muss, um diesen doch zu erfüllen. Diese ist am fertigen Bauwerk durch Messungen zu überprüfen, gegebenenfalls müssen dämpfungserhöhende Maßnahmen vorgesehen werden (Abschnitt 6).

6 Entwurfsgrundsätze für schwingungsreduzierende Maßnahmen

6.1 Allgemeines

Kann ein Nachweis nach Abschnitt 4.5 oder 5.5 nicht geführt werden, so sind schwingungsreduzierende Maßnahmen durchzuführen, die in der Regel aus einer Dämpfungserhöhung bestehen. Dabei sind folgende Grundsätze zu beachten:

- (R48) Vor der Planung von schwingungsreduzierenden Maßnahmen sollte in einem ersten Schritt die Anschlussgeometrie der Zugglieder hinsichtlich einer möglichst ermüdungsgerechten Ausbildung überprüft werden (siehe hierzu auch Abschnitt 3.2).
- (R49) Eine Dämpfungserhöhung wird üblicherweise mit Flüssigkeitsdämpfern, Stoßdämpfern oder Abspannungen erreicht. Die erforderlichen Dämpfungsdekrementen sind dabei nach Abschnitt 4.5 und 5.5 zu ermitteln.
- (R50) Das Erreichen der notwendigen Dämpfung ist mit einer Kurzzeitmessung zu überprüfen.

6.2 Flüssigkeitsdämpfer

Flüssigkeitsdämpfer sind topfartige, zylindrische Behälter, in denen sich Kammern unterschiedlicher Abmessungen befinden [7]. Die Kammern sind dabei unterschiedlich hoch mit einer Flüssigkeit gefüllt. Durch die Schwingung der Dämpfer, die direkt am Zugglied befestigt sind, wird die Flüssigkeit in eine schwappende Wellenbewegung versetzt, die Kräfteinträge auf die Behälterwandungen

entgegen der momentanen Schwinggeschwindigkeit bewirkt. Hierdurch wird Energie dissipiert. Über die Kammergeometrie und die Füllhöhe können die Eigenschaften des Dämpfers variiert werden. Ein Verfahren zur Dimensionierung der Flüssigkeitsdämpfer ist in [36] zu finden.

6.3 Stoßdämpfer

Stoßdämpfer, die vor allem an Schrägseilbrücken eingesetzt werden, sind in ihrer Wirkung ähnlich denen im Kraftfahrzeugbau. Sie verbinden relativ auflagennah einzelne Zugglieder mit dem Überbau, wodurch mit auftretenden Schwingungen eine Bewegung von Metallplatten in einer viskosen oder hydraulischen Flüssigkeit und somit Energiedissipation entsteht. Die Dämpferdimensionierung muss dabei innerhalb enger Grenzen erfolgen. Eine zu weiche Einstellung oder ein zu geringer Hebelarm zwischen Dämpfer und Seilverankerung führt zu ungenügender Wirkung, bei sehr steifer Auslegung fungiert der Dämpfer als zusätzliche Zwischenstütze [37]. Hilfen zur Dimensionierung sind in [38] zu finden. Im Versuchsstadium befinden sich derzeit neuere Entwicklungen: Adaptive Seildämpfer basieren auf dem Prinzip eines magneto-rheologischen Fluid-Dämpfers, bei dem die Dämpferkraft durch die Stromstärke in den integrierten Spulen gesteuert und angepasst werden kann [39].

6.4 Verspannungen

Verspannungen sind Verbindungen der schwingungsanfälligen Zugglieder untereinander oder mit anderen Traggliedern der Konstruktion. Diese werden mit Seilen konstruiert, die in der Regel in mehreren Höhenlagen senkrecht zu den Hängern oder Schrägkabeln verlaufen. Sie können dabei in Zuggliedebene allein oder als räumliche Verspannung ausgeführt werden. Mit einer entsprechenden Anbringung wie z.B. auch der Verbindung von nicht gleich langen Hängern oder Seilen kann die Störung vieler Schwingungsformen erreicht werden. Zusätzlich zur störenden Wirkung stellt sich eine Erhöhung der Dämpfung ein. Dies gilt in der Regel für beide Richtungen, auch wenn sich die Verspannungen nur in Zuggliedebene befinden. Die Erhöhung der Eigenfrequenzen, vor allem in Verspannungsebene, kann sich zusätzlich günstig auswirken. Die Vorspannung ist dabei so zu wählen, dass ein Erschlaffen der Seile infolge Temperatur- und Verkehrslasten nicht auftritt. Die Seilverspannung bedeutet eine Steifigkeitserhöhung. Dies kann zu einer Zunahme der ermüdungsrelevanten Beanspruchung infolge Verkehrslasten führen.

7 Messungen

7.1 Kurzzeitmessungen (Eigenfrequenz, Dämpfung)

Nach (R50) soll mit Kurzzeitmessungen bestätigt werden, ob die Annahmen für die Berechnungen zutreffen. Die Anregung der Zugglieder kann dabei, je nach hoher oder niedriger erster Eigenfrequenz, durch einen gummierten Hammerschlag oder Handaufschaukeln erfolgen. Aufgezeichnet werden im Regelfall mit entsprechenden Aufnehmern die Beschleunigungen, die mittels einer Fast-Fourier-Transformation in den Frequenzbereich übergeführt werden. Somit können die Eigenfrequenzen bestimmt und nichtrelevante Anteile herausgefiltert werden. Nach Rücktransformation des gefilterten Frequenzspektrums in den Zeitbereich erhält man die Ausschwingkurve, aus der das logarithmische Dämpfungsdekrement abgeleitet werden kann. Über die Stärke der Anregung kann auch die amplitudenabhängige Dämpfung bestimmt werden, die Messungen sind in beiden Schwingrichtungen durchzuführen. Die Ergebnisse können von schweren Hubsteigern, die teilweise zum Anbringen der Messstellen und Anregen der Hänger verwendet werden, erheblich beeinflusst werden. Sie bewirken durch die Zunahme der Hängernormalkraft höhere Eigenfrequenzen und können durch Energieaufnahme auch zu höheren logarithmischen Dämpfungsdekrementen führen. Beim Vorbereiten ist somit darauf zu achten, das Trag- und Dämpfungsverhalten der Hänger

während der Messung möglichst wenig zu verändern (z.B. durch leichte Hubsteiger oder Fahrgerüste).

7.2 Langzeitmessungen (Spannungs- und Wegamplituden)

Langzeitmessungen (Bauwerksmonitoring) erlauben die kontinuierliche Datenerfassung eines Brückenbauwerks über einen längeren Zeitraum hinweg. Von Interesse sind dabei insbesondere die auftretenden ermüdungsrelevanten Doppelspannungsamplituden, in Hinblick auf die beschriebenen Schwingungsphänomene aber auch Windstärke, Windrichtung und Regenintensität. Geeignete, messparallele Auswertungsverfahren begrenzen dabei die Datenmenge aus Dehnmessstreifen, Wind- und Regenmessern. Mit Langzeitmessungen können Bauwerke, die im Planungsstadium als schwingungsanfällig eingestuft werden, beobachtet und hinsichtlich eventuell notwendiger Gegenmaßnahmen beurteilt werden. Maßgebend sind hierfür die Größe und Häufigkeit der tatsächlich auftretenden Doppelspannungsamplituden, die unter Zugrundelegung einer Schädigungshypothese bewertet werden. Je länger Bauwerksmonitoring durchgeführt wird, desto repräsentativer sind die Ergebnisse, auch werden maßgebende Schwingereignisse mit höherer Wahrscheinlichkeit erfasst. Aus diesem Grund sollten Langzeitmessungen für wenigstens ein Jahr durchgeführt werden, um zumindest den jährlich wiederkehrenden Wetterzyklus und die damit verbunden Beanspruchungen des Bauwerks zu erfassen.

8 Literatur

- [1] Ruscheweyh H.: Dynamische Windwirkung an Bauwerken, Band 1 und 2, Bauverlag, Wiesbaden 1982.
- [2] Schütz K.G.: Wirbelerregte Querschwingungen bei Brücken. Bauingenieur 67 (1992), Seiten 137-146.
- [3] Schütz K.G.: Durch Wind induzierte Bauwerksschwingungen. Vortrag Nr. 3 zum Fortbildungsseminar am 01.04.1998: Bauwerksschwingungen und konstruktive Maßnahmen zu ihrer Vermeidung, München.
- [4] Schütz K.G.: Gutachten über die Langzeitmessung an den Hängern der Elbebrücke Dömitz. Erstattet für das Straßenbauamt Lüneburg, Dezember 1993, unveröffentlicht.
- [5] Schütz K.G.: Gutachterliche Stellungnahme zu den Ursachen, den Auswirkungen und der Behebung der Hängerschwingungen an der Elbebrücke Dömitz, Erstattet für das Straßenbauamt Lüneburg, Mai 1994, unveröffentlicht.
- [6] Schwarzkopf D.: Regen-Wind-induzierte Schwingungen, Grundlagen und ein Berechnungsmodell. Dissertation RWTH Aachen, 2004.
- [7] Lüsse G., Ruscheweyh H., Verwiebe C., Günther G. H.: Regen-Wind-induzierte Schwingungen an der Elbebrücke Dömitz. Stahlbau 65 (1996), Seiten 105-114.
- [8] Schwarzkopf D., Sedlacek G.: Regen-Wind-induzierte Schwingungen – Ein Berechnungsmodell der neuesten Erkenntnisse. Stahlbau 74 (2005), Seiten 901 bis 907.
- [9] Verwiebe C.: Neue Erkenntnisse über die Erregermechanismen Regen-Wind-induzierter Schwingungen. Stahlbau 65 (1996), Seiten 547-550.
- [10] Verwiebe C, Sedlacek G.: Frequenz- und Dämpfungsmessung an den Hängern von Stabbogenbrücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 777, 1999.
- [11] Bundesanstalt für Wasserbau: Technische Empfehlung Bautechnik, Konstruktive Empfehlungen und Nachweise zur Ermüdungssicherheit von Hängeranschlüssen. Oktober 2003.
- [12] Heiland U., Suhl Th., Schütz K.G., Pahl G., Teickner M., Kahl Th.: Saalebrücke Beesedau, Teil III: Strombrücke-Ausführung. Stahlbau 69 (2000), Seiten 851-858.

- [13] Seidel C., Dinkler D.: Phänomenologie und Modellierung Regen-Wind-induzierter Schwingungen. Bauingenieur 79 (2004), Seiten 145-154.
- [14] Robra J.: Regen-Wind-induzierte Schwingungen von Schrägkabeln und Hängern, Ein Rechenmodell zur Vorhersage und Maßnahmen zur Verhinderung. Dissertation an der Technischen Universität Wien, 2003.
- [15] Nahrath N.: Modellierung Regen-Wind-induzierter Schwingungen. Dissertation Technische Universität Braunschweig, 2004.
- [16] Dreyer O.: Regen-Wind-induzierte Seilschwingungen in laminarer und turbulenter Strömung. Dissertation Technische Universität Braunschweig, 2004.
- [17] Peil U., Dreyer O.: Regen-Wind-induzierte Seilschwingungen in laminarer und turbulenter Strömung. Bauingenieur 81 (2006), Seiten 224 bis 231.
- [18] Petersen C.: Dynamik der Baukonstruktionen, Vieweg und Sohn, Braunschweig 1996.
- [19] Schütz K.G.: Gutachten zum Schwingungsverhalten und zur Ermüdungssicherheit der Hängeranschlüsse der MLK-Brücke Nr. 464. Erstellt für die Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, 9.08.2001, unveröffentlicht.
- [20] Schütz K.G., Ehmann R.: Experimentelle Untersuchungen zur Ermüdungssicherheit von Hängeranschlüssen von Stabbogenbrücken. VDI-Berichte Nr. 1757.
- [21] DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“, Ausgabe März 2003
- [22] DIN-Fachbericht 103 „Stahlbrücken“, Ausgabe März 2003
- [23] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 12/2003
- [24] DIN 1055-4: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 4: Windlasten, Ausgabe März 2005.
- [25] DIN V ENV 1993-2, Ausgabe Februar 2001
- [26] Schütz K.G., Lutz M.: Stellungnahme und Empfehlungen zur Problematik der Ermüdungsbeanspruchung von Hängeranschlüssen von Stabbogenbrücken bezüglich des DIN-Fachberichts 103. Erstellt für die Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, 18.02.2003, unveröffentlicht.
- [27] Schütz K.G., Gitterle M.: Gutachten über die Langzeitmessung an den Hängern der Stabbogenbrücke „Eisenbahnbrücke Vahldorf“ (EÜ über den MLK, Strecke 6409 Glindeberg – Oebisfelde, km 11,511)-Teil 1, erstellt für die Firma Max Bögl Stahl- und Ablagenbau GmbH & Co.KG, Neumarkt, 02.12.2005, unveröffentlicht.
- [28] Schütz K.G., Gitterle M.: Schwingungen von Hängern an Stabbogenbrücken, Weiterentwicklung der technischen Regelwerke. Erstellt für die Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, 2005 und 2006, unveröffentlicht.
- [29] Günther G.H., Hortmanns M., Schwarzkopf D., Sedlacek G., Bohrmann D.: Dauerhafte Ausführung von Hängeranschlüssen an stählernen Bogenbrücken. Stahlbau 69 (2000), Seiten 894-908.
- [30] Schütz K.G.: Gutachten über Messungen an der Stabbogenbrücke Möhrendorf- Teil 1 bis Teil 5. Erstellt für die BAW Karlsruhe, 2004 bis 2006, unveröffentlicht.
- [31] Sedlacek G., Denoel V.: Comparison of various models for the estimation of Rain-Wind Induced Vibrations. RWTH Aachen, unveröffentlicht.
- [32] DIN 4133, Ausgabe November 1991
- [33] Ruscheweyh H., Sedlacek G., Hortmanns M.: Untersuchung zu windstabilen Hängerquerschnitten von Stabbogenbrücken (Langer Balken) und Windkanalversuche, Abschlussbericht, Aachen 1993.
- [34] Hortmanns M.: Zur Identifikation und Berücksichtigung nichtlinearer aeroelastischer Effekte. Dissertation RWTH Aachen, 1997.
- [35] Hortmanns M: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus [34] und gewählte Näherung für den Normvorschlag. April 2006, unveröffentlicht.
- [36] Verwiebe C.: Grundlagen für den baupraktischen Einsatz von Schwingungsdämpfern auf Flüssigkeitsbasis. Dissertation RWTH Aachen, 1998.
- [37] Reusink J.H., Kuijpers M.L.J.: Dämpfer gegen Regen-Wind-induzierte Schwingungen der Schrägseile an der Erasmusbrücke. Stahlbau 67 (1998), Seiten 768-775.
- [38] Emde P., Tawakoli M.R., Thiele F.: Dämpferbemessung zur Verhinderung von Seilschwingungen. Stahlbau 62 (1993), Seiten 11-16.
- [39] Weber F., Distl H., Nützel O.: Versuchsweiser Einbau eines adaptiven Seildämpfers in eine Schrägseilbrücke, Beton und Stahlbetonbau 100 (2005), Seiten 582-589.
- [40] Teich S., Graße W.: Beitrag zur Optimierung von Hängeranschlüssen stählerner Stabbogenbrücken. Stahlbau 73 (2004), Seiten 1021-1030.

Synchronisierte Schritte auf der Londoner Millenniumbrücke

Das Verhalten von Fußgängern auf bewegten Strukturen ist bisher nur sehr unzureichend untersucht

Das Schaukeln der Londoner Millenniumbrücke ist zum Paradigma für die Wechselwirkung zwischen Brücke und Fußgängern und daraus resultierende Probleme geworden. Hier wird beschrieben, wie in der nichtlinearen Dynamik entwickelte Modelle für Synchronisation Hinweise auf die Mechanismen liefern, die kritischen Bereiche eingrenzen und einen Rahmen für weitere Analysen bereitstellen.

Prof. Dr. Bruno Eckhardt



Studium der Physik, der Mathematik und der Informatik an der Universität Kaiserslautern und am Georgia Institute of Technology in Atlanta; Promotion 1986 in Bremen und Habilitation 1992 in Marburg; von 1992 bis 1996 Professor für Physik in Oldenburg und seit 1996 C4-Professor für Theoretische Physik an der Philipps-Universität Marburg; 2002 Gottfried-Wilhelm-Leibniz-Preis der Deutschen Forschungsgemeinschaft.

Universität Marburg; 2002 Gottfried-Wilhelm-Leibniz-Preis der Deutschen Forschungsgemeinschaft.

Einführung

Die Eröffnung einer neuen Brücke über die Themse sollte einer der Höhepunkte der Millenniumsfeierlichkeiten in London werden. Von den Medien mit großem Interesse aufmerksam verfolgt, entstand eine elegant geschwungene Fußgängerbrücke, die die St. Pauls Cathedral und die Tate Gallery miteinander verbindet.

Doch die Eröffnung geriet zum Debakel: als am frühen Vormittag des 10. Juni 2000 die Menschen dicht gedrängt die Brücke zu überqueren versuchten, traten starke seitliche Schwingungen auf, die Amplituden von mehreren Zentimetern erreichten, sodass die Fußgänger stehen blieben oder sich am Geländer festhielten.

Unangenehme Erinnerungen wurden wach an die Brücke in Boughton, UK, die 1831 bei der Überquerung durch eine Militärkolonne einstürzte, und an die Tacoma Narrows Bridge im US-Bundesstaat Washington, die gleich nach der Eröffnung auffällige Schwingungen zeigte und am 7. November 1940 vor laufender Kamera einstürzte.

Bevor es soweit kommen konnte, wurde die London Millennium Bridge am dritten Tag nach ihrer Eröffnung wieder geschlossen, und ein Ingenieurteam des britischen Ingenieurbüros Ove Arup & Partners mit der Aufarbeitung der Ursachen und ihrer Beseitigung beauftragt [1,2,3].

Schaukelnde Brücken

Die Londoner Brücke ist sicherlich der spektakulärste Fall einer schaukelnden und kaum passierbaren Brücke, bei weitem aber nicht der einzige [4].

In Japan treten seit mehreren Jahren große laterale Schwingungen bei zwei T- und M-Brücke genannten Fußgängerbrücken auf [5,6] und auch die am 13. Juli 2006 eröffnete Passarelle Simon de Beauvoir in Paris scheint nicht problemfrei zu sein.



Die Millenniumbrücke in London, bei der unter dem großen Besucherandrang am Eröffnungstag starke seitliche Schwankungen auftraten. Die Amplituden waren wesentlich größer als erwartet, was einen Hinweis auf zusätzliche Beiträge aus einer Wechselwirkung zwischen Fußgängern und Brücke lieferte.

Der Bericht von Arup [1] führt als weitere Beispiele eine Fußgängerbrücke zwischen einem Messeplatz und dem Bahnhof in Birmingham, eine Hängebrücke in Chester und die Brücke über den Hafen in Auckland, Neuseeland, an. Letzteres Beispiel ist interessant, weil es sich um eine Autobahnbrücke handelt, die anlässlich einer Demonstration als Fußgängerbrücke genutzt wurde. Schließlich sind jüngst auch Untersuchungen zu Schwingungen bei einer Fußgängerbrücke zwischen zwei Terminals im Airport Shanghai dokumentiert worden [7]. Bei allen Unterschieden in Aussehen und Bauweise haben diese Beispiele gemeinsam, dass die Probleme nur auftreten, wenn sehr viele Fußgänger die Brücke nutzen wollen.

Für die Verifikation der Abhängigkeit von der Zahl der Fußgänger hat Arup verschieden viele Mitarbeiter auf der Brücke hin- und her laufen lassen. Kameras und Sensoren hielten die Bewegung der Fußgänger und der Brücke fest. Im aussagekräftigsten Experiment wurde die Zahl der Fußgänger in kleinen Gruppen langsam erhöht. Bis zu etwa 150 Fußgängern passierte nichts, darüber stieg die laterale Amplitude der Brücke sprunghaft an. Das ist der deutlichste Beleg dafür, dass es einen *qualitativen* Unterschied in der Art und Weise gibt, wie sich wenige und viele Fußgänger auf diesen Brücken verhalten. Bei der Modellierung ist daher auf Effekte zu achten, die aus kollektivem Verhalten vieler Menschen folgen.

Laterale Kräfte

Damit die Brücke sich seitlich bewegt, müssen Kräfte in diese Richtung wirken. Diese kommen von den Fußgängern: neben der nach unten wirkenden Gewichtskraft und den in Bewegungsrichtung wirkenden Kräften beim Aufsetzen und Abrollen der Füße gibt es noch eine seitliche Kraft, die aus der seitlichen Bewegung des Schwerpunktes kommt. Die Periode dieser Kräfte ist doppelt so lang wie die der vertikalen Kräfte: bei den vertikalen spielt nur das Abheben und Aufsetzen eines Fußes eine Rolle, bei den seitlichen ist eine vollständige Periode erst gegeben, wenn nach dem Aufheben und Aufsetzen des rechten Fußes auch der linke einmal angehoben und wieder aufgesetzt wurde. Die Schrittfrequenz variiert etwa zwischen 1,6 und 2,4 Schritten pro Sekunde, und folgt, wie eine Untersuchung an 505 Freiwilligen zeigt [8], recht gut einer Gaussverteilung. Aus der vertikalen Frequenz des natürlichen Gehens ergibt sich daher ein Frequenzband von etwa 0,8 bis 1,2 Hz für die lateralen Kräfte.

Die lateralen Kräfte sind kleiner als bei der vertikalen Bewegung. Aus einer Amplitude der Schwerpunktsverlagerung von etwa 1 cm und einer Frequenz von 1 Hz ergibt sich eine laterale Beschleunigung von $0,01 \cdot (2\pi)^2 = 0,4 \text{ m/s}^2$, was bei einer Masse von 70 kg zu einer Kraftamplitude von etwa 28 N führt. Dies ist in guter Übereinstimmung mit Beob-

achtungen von Bachmann und Ammann [9], die für die erste harmonische eine Amplitude von 23 N angeben.

Bei einer unkoordinierten Bewegung wird jeder einzelne Fußgänger seine Schrittfolge zufällig wählen, und die seitlichen Abweichungen werden sich bis auf eine unregelmäßige Restbewegung aufheben. Das etablierte Modell für diese Restbewegung ist die zufällige Überlagerung von Bewegungen mit vielen Frequenzen und unabhängigen Phasen. Damit findet man, dass die Wurzel der mittleren quadratischen Amplituden der Kraft mit der Wurzel aus der Zahl der Fußgänger anwachsen. Diese Kräfte sind meist zu schwach, um die Brücke in Bewegung zu versetzen, und können zudem in der numerischen Berechnungen leicht berücksichtigt werden.

Synchronisation

Die Schwäche dieser Beschreibung ist, dass sie nicht berücksichtigt, dass die Leute auf die Bewegung der Brücke reagieren und ihre Schritte anpassen. Wie man bei jeder Fahrt auf einem Schiff feststellen kann, neigt man dazu, auf das Schaukeln des Schiffes mit einem breitbeinigen, der Bewegung angepassten Schritt zu gehen. Daraus lässt sich ein Mechanismus ableiten, der dazu führt, dass viele Leute auf der Brücke ihre Schritte anpassen: Die Bewegung der Brücke wirkt wie ein riesiges Metronom, das den Fußgängern einen Gleichschritt aufprägt. Die synchrone Bewegung der Fußgänger bewirkt, dass die Kräfte in Phase sind und sich korreliert addieren, so dass die Amplitude sehr viel schneller, nämlich proportional zur Personenzahl, anwächst. Damit sind die Kräfte stark genug, dass die Brücke schaukelt, und der Ursache-Wirkung-Kreis sich schließt.

Es handelt sich also um ein selbst organisiertes, synergistisches Phänomen, das erst bei Berücksichtigung der kollektiven Rückkopplung zwischen Brücke und Fußgänger auftritt. In Analogie zur Thermodynamik spricht man von einem Phasenübergang zwischen einer ungeordneten, unsynchronisierten Phase und einer geordneten, synchronisierten Phase.

Bedeutsam ist der Wechsel in der Skalierung der Kräfte mit der Zahl der Personen: in der ungeordneten Phase sind die Kräfte proportional zur Wurzel aus der Personenzahl, in der geordneten direkt proportional dazu. Schon bei 225 Leuten auf der Brücke sind die Kräfte damit um einen Faktor 15 größer als bei zufälliger Bewegung und in günstigen Fällen ausreichend, um die Brücke in Bewegung zu halten.

Die Rückkopplung der Brücke auf die Fußgänger scheint dominant über die aus der Bewegung folgende seitliche Beschleunigung zu gehen. Untersuchungen in entsprechenden Testanordnungen haben gezeigt, dass Personen sehr stark auf seitliche Beschleunigungen reagieren und ihre Schrittfolge entsprechend anpassen [4, 6]. Beschleunigungen ab etwa $0,3 \text{ m/s}^2$ werden dabei als störend empfunden und Werte über $1,6 \text{ m/s}^2$ als so unangenehm, dass Fußgänger stehen bleiben oder sich am Geländer festhalten. Beobachtungen zeigen, dass die meisten Personen auf laterale Bewegung so reagieren, dass sie die Bewegung verstärken. Allerdings reagieren einige auch antizyklisch und wirken wie eine zusätzliche Dämpfung.

Nichtlineare Modellierung

Die detaillierte Beschreibung der Bewegung und der Kraftverläufe beim Gehen ist eine große Herausforderung an die Biomechanik. Die Beobachtung an vielen Systemen zeigt allerdings, dass es für eine adäquate Beschreibung ausreicht, wenn einige wesentliche Elemente berücksichtigt werden. Bei der Modellierung der Rückkopplung der Bewegung der Brücke auf die Fußgänger greifen wir auf Erfahrungen aus der allgemeinen Theorie der nichtlinearen Dynamik und der Synchronisation zurück, und verwenden eine Phasendynamik [10].

Die Bewegung der Brücke wird gemeinhin linearisiert und durch einen gedämpften harmonischen Oszillator beschrieben werden (**Abb. 1**) [4]. Wenn X die Amplitude der Bewegung beschreibt, dann kann angesetzt werden:

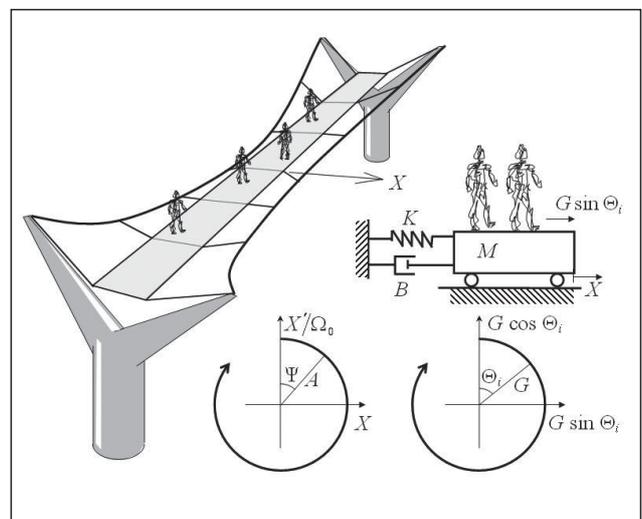


Abb. 1: Die Bewegung der Brücke wird durch einen gedämpften harmonischen Oszillator dargestellt, die Kraftwirkung der Fußgänger durch einen Phasenoszillator.

$$M \frac{d^2 X}{dt^2} + 2M \frac{dX}{\zeta \Omega_0 dt} + M \Omega_0^2 X = \sum_{i=1}^N F_i \quad (1)$$

Dabei sind M die Modenmasse, ζ Dämpfung, Ω_0 die Eigenfrequenz der Mode und $F_i(t)$ die Kraftwirkung der Fußgänger auf der Brücke.

Die Schritte der Fußgänger auf der Brücke sind ein periodischer Prozess, der über seine Periode T oder seine Kreisfrequenz $\omega = 2\pi/T$ und die Phasenlage beschrieben werden kann. Die Kraft auf die Brücke kann auf dieser Ebene der Modellierung als eine Funktion $F_i(t) = f(\varphi_i(t))$ beschrieben werden, bei der die Phase Φ im ungestörten Fall einfach linear anwächst, $\varphi_i(t) = \varphi_0 + \omega_i t$. Die Abhängigkeit der Kraft von der Phase soll für alle Fußgänger dieselbe sein, und, nach Fourierentwicklung, durch eine Cosinusfunktion adäquat erfasst werden können. Fußgänger tolerieren eine gewisse Bewegung der Brücke, reagieren aber, wenn eine Schwelle g_0 in der Beschleunigung überschritten wird. Für die Anpassung der Phasen verwenden wir daher die Modellierung

$$\frac{d\varphi_i}{dt} = \omega_i - \frac{\ddot{X}}{g_0 \tau} \cos(\varphi_i), \quad (2)$$

Neben dem Referenzwert g_0 für die Beschleunigung tritt mit τ noch eine typische Reaktionszeit auf. Mit 1,6 s mechanischer Reaktionszeit in der Bewegung wird die Kombination $g_0 \tau = 0,48$ m/s. Eine getrennte Bestimmung dieses Parameters ist schwierig, aber die Kombination könnte aus Beobachtungen zur Bewegung der Fußgänger wie sie in [4] beschrieben werden bei Kenntnis der ungestörten Frequenz ω_i aus der Phasenverschiebung zwischen Brücke und Fußgänger bestimmt werden. Allerdings sind bei diesen Experimenten keine Frequenzen dokumentiert.

Vergleich mit Beobachtungen

Da die Reaktion der Fußgänger nichtlinear an die Bewegung der Brücke koppelt, ist keine analytische Lösung der Bewegungsgleichungen mehr möglich. Um zu demonstrieren, dass mit diesem Modell das qualitative Verhalten der Brücke erfasst werden kann, zeigt **Abb. 2** die numerische Nachbildung eines Experimentes, das Arup an der Millenniumsbrücke durchgeführt hat. Die qualitative Übereinstimmung sollte nicht überinterpretiert werden, da es viele unbestimmte Parameter gibt und es sich, wegen der Unsicherheit in den Anfangsbedingungen und den natürlichen Schrittfrequenzen der am tatsächlichen Experiment beteiligten Personen, um keine exakte Reproduktion des Experiments handeln kann.

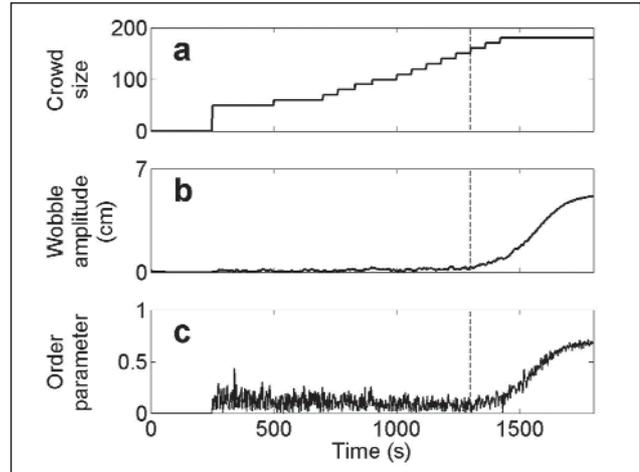


Abb. 2: Nachbildung des Experimentes von Arup mit einer wachsenden Anzahl von Leuten auf der Brücke. Die Zahl der Fußgänger wird schrittweise erhöht (oben). Die Schwingungen der Brücke (Mitte) bleiben zunächst klein, bis sie nach Überschreiten der kritischen Zahl von etwa 160 Leuten auf der Brücke schnell ansteigen. Die untere Zeile gibt den Ordnungsparameter $R(t)$.

Konsistent mit anderen Synchronisationsvorgängen zeigt das Modell, dass nicht alle Fußgänger in Gleichschritt fallen, wenn die kritische Zahl überschritten wird. Ein Maß für die Synchronisation ist der Parameter

$$R = \frac{1}{N} \left| \sum_i \exp(i\varphi_i(t)) \right| \quad (3)$$

Er ist klein bei ungeordneter Bewegung und nähert sich 1 bei perfekter Synchronisation aller Fußgänger.

Kritische Fußgängerzahl

Von größerer praktischer Bedeutung als die Nachbildung eines einzelnen Experiments ist daher die Bestimmung der Parameter, bei denen der Übergang stattfindet. Die theoretische Analyse dieses Problems ist technisch aufwendig, führt allerdings auf eine bemerkenswert einfachen Zusammenhang zwischen den Parametern der Brücke und der Bewegung der Fußgänger: Schwingungen treten nur auf, wenn die Zahl der Fußgänger einen Wert

$$N_c = 4\zeta M \Omega_0 \left(\frac{2g_0 \tau}{\pi P(\Omega_0) G} \right) \quad (4)$$

überschreitet. Die darin enthaltenen Parameter sind zunächst die Brückenparameter Dämpfung ζ , Masse M und Eigenfrequenz Ω_0 . Seitens der Fußgänger ge-

hen ein die Kombination $g_0\tau$ aus der Phasengleichung (2), die Kraftamplitude G und schließlich ein Parameter $P(\Omega_0)$, der die Breite der Frequenzverteilung der Fußgänger auf der Brücke bei der Eigenfrequenz der Brücke beschreibt. Für die aus den Daten von Matsumoto [8] folgende Gaußsche Verteilung der Schrittfolgen ist für Frequenzen Ω_0 , die mit der natürlichen Schrittfolge zusammenfallen, $P(\Omega_0) = 4,4$. Weicht die Eigenfrequenz der Brücke von den Schrittfrequenzen ab, wird $P(\Omega_0)$ deutlich kleiner.

Diese Formulierung erlaubt eine Anbindung an die Modellierung von Arup, in der ein empirischer Parameter k eingeführt wurde. Mit diesem Parameter wurde die kritische Anzahl zu

$$N_{c,Arup} = 4\zeta M\Omega_0/k \quad (5)$$

bestimmt, so dass

$$k = \frac{\pi P(\Omega_0)G}{2g_0\tau} \quad (6)$$

identifiziert werden kann. Mit den Parametern $g_0\tau = 0,48$ m/s, $G = 23$ N und $P(\Omega_0) = 4,4$ ergibt sich $k = 331$ Ns/m, in zufrieden stellender Übereinstimmung mit dem Wert $k = 300$ Ns/m von Arup [1,2].

Das Modell sagt zudem voraus, dass das Spektrum der Brückenschwingungen beim Übergang zur synchronisierten Bewegung nicht nur eine Spektrallinie bei der Eigenfrequenz der Brücke entwickelt, sondern die Frequenzbreite insgesamt reduziert wird. Das ist in Übereinstimmung mit Beobachtungen an der Fußgängerbrücke in Shanghai [7].

Synchronisierte Bewegung

Das oben beschriebene Modell liefert im Falle der Synchronisation ein Anwachsen der Amplitude der Brücke proportional zu $\sqrt{N - N_c}$, bis bei sehr großen Amplituden schließlich alle Fußgänger synchronisiert sind. Eine ausführliche Diskussion der Modellbildung [11] zeigt, dass der Übergang zur Synchronisation recht robust und von vielen Details des Modells unabhängig ist. Sobald allerdings die Brücke schwingt und die Fußgänger ihre Schritte anpassen, treten wichtige nichtlineare Terme auf: die Kraftamplituden nehmen wegen der breitbeinigen Bewegung und der Verschiebung der Frequenz zu, die für das freie Gehen angenommenen Frequenzen können unwillkürlich verschoben werden, und die proportional zur Beschleunigung angenommene Kopplung kann sich ändern. Die Modellierung der synchronisierten Bewegung ist daher mit mehr Unsi-

cherheiten behaftet. Angesichts des schnellen Anwachsens der Amplitude wird man in der Praxis allerdings versuchen, unterhalb des Auftretens der Synchronisation zu bleiben.

Schlussbemerkungen

Die bisherigen Beobachtungen und die Modellergebnisse zeigen eindeutig, dass bei Brücken mit Eigenmoden im Frequenzbereich zwischen 0,8 und 1,2 Hz mit dem Auftreten von lateralen Schwingungen aus einer synchronisierenden Rückwirkung auf die Fußgänger gerechnet werden muss. Dabei ist nicht nur auf die Grundfrequenz zu achten, denn das Beispiel der M-Brücke zeigt, dass der Effekt auch auftreten kann, wenn erst die sechsten und siebten Harmonischen in diesem Bereich zu liegen kommen [4]. Treten solche Frequenzen auf, dann unterschätzt eine Modellierung der lateralen Kräfte als zufällig die tatsächlich auftretenden Kräfte regelmäßig.

Zu beachten ist auch, dass bei wachsender Fußgängerzahl die Schwankungen der Brücke überproportional anwachsen, sobald man sich der kritischen Fußgängerzahl nähert. Das System reagiert dann, wie bei einem thermodynamischen Phasenübergang, mit sehr großen Fluktuationen. Man wird also versuchen, die kritische Zahl deutlich über der absehbaren Fußgängerzahl zu halten.

Die Übertragung dieser Beobachtungen in Planungsempfehlungen und Normen steckt noch in den Anfängen. [4] enthält einen Überblick über verschiedene internationale Normen und eine kritische Würdigung vor dem Hintergrund der Beobachtungen an der Millenniumsbrücke.

Die Modellierung hilft, die mit den Brücken verbundenen und also teilweise vorgegebenen, teilweise beeinflussbaren Parameter von den psychologisch und physiologisch bestimmten zu trennen. Insbesondere sind die in der von Arup eingeführten Variablen k enthaltenen Parameter im Wesentlichen physiologischer Natur. Sie können beeinflusst werden, wenn etwa ein Metronom dazu verwendet wird, um die Bewegung der Fußgänger zu synchronisieren: damit wird die Breite der Frequenzverteilung verkleinert, $P(\Omega_0)$ erhöht, und die kritische Zahl der Fußgänger heruntergedrückt. Umgekehrt kann eine Verschiebung der Frequenzen zu einer Verkleinerung von $P(\Omega_0)$ und einem Anwachsen der kritischen Fußgängerzahl führen. Eine konservative Abschätzung wird wohl vom ungünstigsten Fall einer Übereinstimmung von lateraler Schritt- und Brückenfrequenz ausgehen.

Das Ingenieurbüro Arup leitete aus der Beziehung (5) seinen Reparaturvorschlag ab. Am aussichtsreichsten und in der Wirkung vorhersehbarsten schien die Erhöhung der Dämpfung. Mit zusätzlichen hydraulischen Dämpfern zwischen den Brückenelementen ausgestattet wurde die Brücke nach 20 Monaten wieder eröffnet und erfüllt seither ohne weitere Beanstandungen ihren Zweck. Auch wenn mit dem hier vorgestellten Modell ein Rahmen für die Beschreibung und Auswertung von Be-

obachtungen zu Fußgänger-Brücke-Wechselwirkungen vorgestellt worden ist, so bleibt doch festzustellen, dass das Verhalten von Fußgängern auf bewegten Strukturen nur unzureichend untersucht ist und daher alle Beschreibungen und Charakterisierungen mit großen Unsicherheiten behaftet sind. Nur die Sammlung weiterer Daten und die Beobachtung des Gehverhaltens in entsprechend konzipierten beweglichen Versuchsaufbauten können hier Abhilfe schaffen.

Literatur

- [1] Fitzpatrick, A.J. et al, Linking London: the Millennium Bridge, The Royal Academy of Engineering, London 2001.
- [2] Dallard, P. et al, London Millennium footbridge: pedestrian-induced lateral vibration, *J Bridge Engineering* 6, 412-417 (2001).
- [3] Dallard, P. et al, The London Millennium Footbridge, *The Structural Engineer* 79, 17-33 (2001)
- [4] Zvivanovic, S., Pavic S. and Reynolds, P., Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitations: a literature review. *J. Sound and Vibration*, 279, 1-74 (2005)
- [5] Fujino, Y., et al, Synchronization of human walking observed during lateral vibration of a congested pedestrian bridge, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 22, 714-748 (1993).
- [6] Nakamura, S., Field measurements of lateral vibration on a pedestrian suspension bridge, *The Structural Engineer*, 81, 22-26 (2003).
- [7] Brownjohn, JMW et al, Long span steel pedestrian bridge at Singapore Changi Airport - part 2: crowd loading tests and vibration mitigation measures, *The Structural Engineer*, 81, 22-26 (2003).
- [8] Matsumoto, Y., et al, A study on design of pedestrian overbridges, *Trans. Jap. Soc. Civil Engineering*, 4, 50-51 (1972).
- [9] Bachmann, H., Ammann W., *Vibrations in Structures - induced by men and machine*, Structural Engineering Documents, Vol 3e, International Association of Bridge and Structural Engineering (IABSE), Zürich (1987).
- [10] Strogatz, S.H., et al, Crowd synchrony on the Millennium Bridge, *Nature* 438, 43 (2005)
- [11] Eckhardt, B. et al, Modelling walker synchronization on the Millennium Bridge, *Physical Review E*, zur Veröffentlichung eingereicht.

Vom Explosionsszenario zur Bemessungslast

Bemessungslasten auf Tragwerke aus Explosionsszenarien müssen immer individuell untersucht werden

Für die Bemessung von Tragwerken, die einer Explosion ausgesetzt sind, wird die bemessungsrelevante Einwirkung benötigt. Im folgenden Aufsatz wird die Berechnung der Bemessungslasten aus Explosionsszenarien gezeigt und die Bestimmung des reflektierten Spitzenüberdruckes bzw. des Reflexionsfaktors bei der senkrechten Reflexion von Luftstoßwellen beschrieben. Fazit: Jeder Einzelfall muss individuell untersucht werden. Im Falle der Ferndetonation können die Einwirkungsparameter reflektierter Spitzenüberdruck und Dauer der positiven Druckphase bestimmt werden. Der reflektierte Druck und der Reflexionsfaktor bei der senkrechten Reflexion einer Luftstoßwelle an einer starren Oberfläche werden explizit berechnet. Abschließend wird untersucht, wie sich der Reflexionsfaktor bei nachgiebigen im Vergleich zu starren Materialien ändert. Damit wird überprüft, wann die Annahme einer starren Reflexion gültig ist*.

* Dieser Beitrag baut auf dem Aufsatz von Gebbeken und Döge [Geb2006b] über den Reflexionsfaktor auf.



**Prof. Dr.-Ing.
Norbert Gebbeken**

Ordinarius für Baustatik an der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität der Bundeswehr in München; Prüffingenieur für Baustatik, Beratender Ingenieur (AJG Ingenieure GmbH); Experte für

die Sicherheit baulicher Anlagen insbesondere bei außergewöhnlichen Einwirkungen.



Dipl.-Ing. Torsten Döge
wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Mechanik und Statik am Lehrstuhl für Baustatik der Universität der Bundeswehr in München.

1 Einführung

Unfälle in technischen Anlagen mit Explosionsfolgen, der Transport explosionsgefährdeter Güter, Gasexplosionen in Wohngebäuden, all das sind Ereignisse, die Menschen, Einrichtungen, technische Anlagen, ja eine ganze Infrastruktur gefährden. Für bestimmte Szenarien, wie Staubexplosionen oder Kraftwerke gibt es Richtlinien und Störfallverordnungen (Gebbeken [Geb1999]). Im terroristischen Umfeld waren in der Vergangenheit etwa 85% der Anschläge solche mit Explosivstoffen. Der „Lastfall“ Explosion hat also aus verschiedenen Gründen eine besondere Bedeutung. Für Fenster und Türen gibt es Normen, in denen aus Gründen der Vergleichbarkeit auf dem Markt Explosionsszenarien normiert wurden, z.B. 20 kg in 4 m Entfernung (DIN EN 13123-2, DIN EN 13124-2). Damit werden bestimmte Schutzklassen für ein ganz bestimmtes Szenario erhalten. Explosionsunfälle und terroristische Angriffe finden aber nicht „genormt“ statt. Jedes mögliche Ereignis ist zu diskutieren und in Betracht zu ziehen. Unter Betrachtung des Risikos und einer Eintretenswahrscheinlichkeit legen Bauherr, Versicherer und Polizei individuell Gefährdungsszenarien fest. Hier ist der Ingenieur nicht beteiligt. Erst nach Festlegung der Einwirkungsszenarien ist es die Aufgabe von Spezialisten, daraus die Bemessungslasten zu ermitteln.

Es gibt eine Vielzahl von Spreng- und Explosivstoffen, die hier aus Platzgründen nicht aufgezählt werden können. Mit den reaktiven Vorgängen befassen sich Chemiker und Physiker an bestimmten Instituten wie Fraunhofer ICT und WIWEB. Um aber eine Bezugsgröße für die Wirkung von Explosivstoffen zu erhalten, wurde das TNT-Äquivalent eingeführt, das für viele Stoffe bekannt ist. TNT ist die Abkürzung für den Explosivstoff TriNitroToluol.

Explosivstoffe werden umgangssprachlich auch als Sprengstoffe bezeichnet, weil sie vielfach beim Sprengen genutzt werden (Lawinen, Tunnelbau, Steinbruch, Abbruch, Murenvorsorge, etc.). Es ergeben sich nun verschiedene Arten von Explosionen: Verdämmte Explosion (Sprengung), Kontaktexplosion, Nahexplosion, Fernexplosion, freie Explosion, Explosion mit Reflexion und Verzweigung.

Bei Sprengungen werden in aller Regel Löcher gebohrt, in die der Sprengstoff eingebracht und damit verdämmt wird. Der Fall, bei dem der Sprengstoff nur aufliegt, ist die Kontaktexplosion. Findet die Explosion in einem Abstand statt bis zu einer Entfernung der kleinsten Bauteilausdehnung, so spricht man von Nahexplosion (s. aber auch die Definition nach May2004), darüber hinaus wird die Fernexplosion klassifiziert. Bei ihr kann davon ausgegangen werden, dass die Luftstoßwelle das betrachtete Bauteil als quasi-ebene Front trifft. Bei der freien Explosion breitet sich die Luftstoßwelle ohne Behinderung kugelförmig aus. Die ist ein theoretischer Fall. In der Praxis kommt es fast immer zu Reflexionen; die freie Ausbreitung wird also behindert. Reflexionen finden zum Beispiel am Boden, an Gebäuden, an Wänden und an Bäumen statt; eben an der Umgebung. Die Begriffe Explosion und Detonation werden häufig synonym verwendet. Zu unterscheiden ist jedoch zwischen der Detonation und der Deflagration. Beides sind Explosionen. Bei der Detonation erfolgt der Verbrennungsprozess oberhalb der Schallgeschwindigkeit, bei der Deflagration unterhalb. In beiden Fällen entstehen Luftstoßwellen, die sich vor allem in der Anstiegszeit des Stoßes unterscheiden. Im Folgenden beschäftigen wir uns mit der freien und behinderten Nah- und Ferndetonation.

Trifft eine Luftstoßwelle auf ein Hindernis, so wird sie reflektiert. Das Reflexionsverhalten bezogen auf den entstehenden Druck kann durch den Reflexionsfaktor c_r (coefficient reflection) beschrieben werden. Er wird neben weiteren Parametern, die sich aus dem Druck-Zeit-Verlauf ergeben, zur Ermittlung der Bemessungslasten und damit zur Bemessung von Bauteilen und Gebäuden gegen Luftstoßeinwirkung benötigt. Das Verhältnis vom Spitzenüberdruck einer reflektierten Luftstoßwelle zum Spitzenüberdruck einer einfallenden Luftstoßwelle wird als Reflexionsfaktor c_r bezeichnet.

Im Zusammenhang mit diesem Thema tauchen immer wieder Fragen auf, die in diesem Beitrag beantwortet werden. Zum Beispiel: Warum ist der Reflexionsfaktor nicht auf 2 begrenzt? Warum gibt es unterschiedliche Angaben für den Maximalwert des Reflexionsfaktors $\max c_r$, wie z.B. nach Kinney [Kin1985] $\max c_r = 8$ aber nach TM 5-855-1 [Def1997] $\max c_r = 14$? Wie verändert sich der Reflexionsfaktor bei unterschiedlichen Materialien? Kann er konstruktiv beeinflusst werden, zum Beispiel durch Membrane?

Die physikalischen Vorgänge in einer Luftstoßwelle werden mit Hilfe der Thermodynamik beschrieben. Die Herleitungen können zum Beispiel in Gebbeken und Döge [Geb2006b] nachgelesen wer-

den. Im vorliegenden Beitrag erfolgt die Darstellung der Ergebnisse im Hinblick auf die praktische Relevanz.

2 Druck, Überdruck und reflektierter Überdruck – anschauliche Darstellung

Bei der Explosion wird innerhalb von Mikrosekunden eine gigantische Energie frei gesetzt. Sie kann für Ingenieure näherungsweise mit technischen Größen beschrieben werden. Der Detonationsprozess in einem festen Sprengstoff erfolgt mit einer Detonationsgeschwindigkeit bis zu 30 Mach in Bezug auf die Schallgeschwindigkeit der Umgebungsluft (332 m/s). Das ist etwa 36 000 km/h oder etwa 10 km/sec. Dieser Detonationsstoß trifft auf die ruhenden Luftpartikel und verdichtet sie stoßartig in Mikrosekunden. Ähnlich wie in einer Luftpumpe beim Pumpen wird die Luft dabei heiß und zwar bis zu 5 000 Grad Celsius. Hierbei verändert sich die Chemie der Luft und die verdichtete Luft sendet Licht aus. Diese Hitze hat nichts mit dem Explosionsfeuer zu tun, das nach Durchlaufen der Luftstoßwelle eintritt. In freier Luft breitet sich eine Luftstoßwelle kugelförmig im Raum aus. Dabei nimmt der Spitzenüberdruck mit der Entfernung ab. Zum Beispiel wird bei einer Explosion von 100 kg TNT in einer Entfernung von 500 m der Bemessungsdruck von Wind nach DIN 1055-4 erreicht. Soll der Druck infolge einer Explosion experimentell bestimmt werden, so werden Druckaufnehmer (z.B. [Geb2006b]) in festgelegten Abständen von der Explosionsquelle installiert. Das in **Abb. 1** (links) dargestellte Messsignal (schwarz) zeigt einen gemessenen typischen Druck-Zeit-Verlauf für den Fall 100 kg TNT in 15 m Entfernung. Zum Vergleich zeigt die blaue Kurve die numerische Simulation. Der typische Druck-Zeit-Verlauf ist gekennzeichnet durch die Druck-Anstiegszeit, die lediglich Nanosekunden beträgt, den Spitzenüberdruck, die Überdruckphase, die Millisekunden dauert und die Unterdruckphase (Sogphase) (**Abb. 1** rechts). Der Spitzenüberdruck ergibt sich aus der Differenz von Spitzendruck p_1 und Umgebungs-Luftdruck p_0 . Trifft die Luftstoßwelle in derselben Entfernung des Messpunktes wie bei der freien Ausbreitung auf ein starres Hindernis, so misst ein Druckaufnehmer den in **Abb. 1** (links) rot dargestellten Druck-Zeit-Verlauf. Der Spitzenüberdruck ist gegenüber dem der freien Ausbreitung etwa 2,8 mal so groß. Was ist der Hintergrund für diesen Druckanstieg? Zunächst könnte man denken, dass sich die einfallende Welle und die ausfallende Welle überlagern, und somit bei der Reflexion der doppelte Überdruck entstehen muss. Aber, anders als beim elasti-

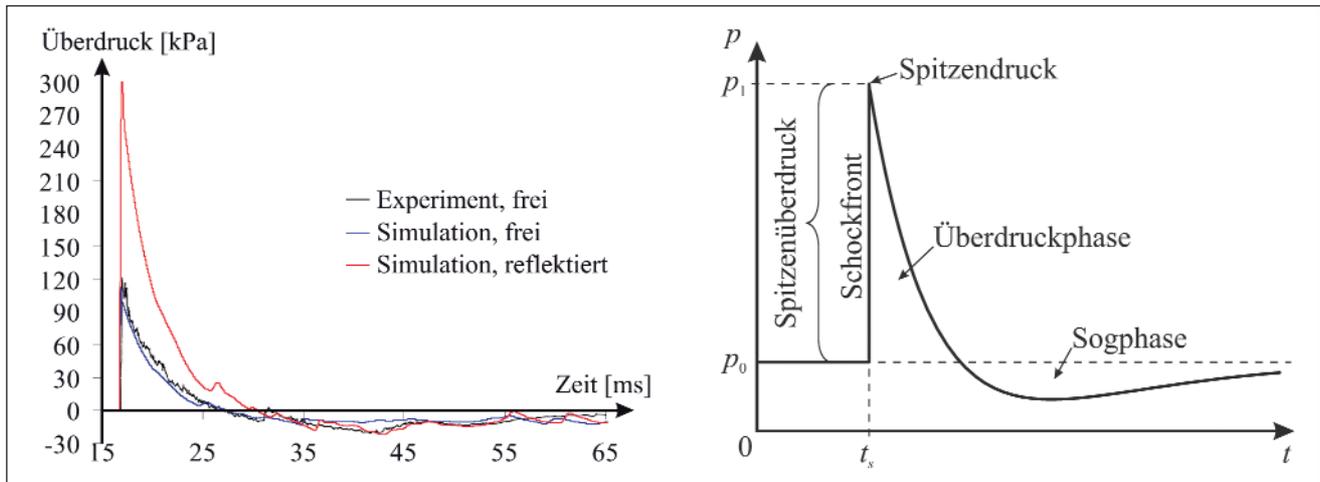


Abb. 1: Explosion, Druck-Zeit-Verläufe, (links) gemessen und gerechnet, (rechts) idealisierter Verlauf und Definitionen

schon Einzelstoß treffen bei der Luftstoßwelle viele Partikel das Hindernis. Sie können nicht frei reflektiert werden, weil weitere Luftpartikel nachströmen. Dadurch kommt noch ein Anteil hinzu, der Staudruck, auch dynamischer Druck genannt (Gleichung 12). Somit entsteht der so genannte reflektierte Überdruck. Ihn erfährt das Bauwerk. Der reflektierte Überdruck ist der Bemessungsdruck.

Für viele praktische Anwendungen kann die Überdruckphase vereinfacht durch einen Dreiecksimpuls dargestellt werden (z.B. DIN EN 13124-2, Anhang B). Bestimmende Größen für das ungleichschenklige Dreieck sind: vertikale linke Seite, Spitzenüberdruck und Dauer der Überdruckphase. Es muss genau angegeben sein, um welchen Druck es sich handelt.

Ohne näher darauf einzugehen, sei angemerkt, dass diese Einwirkungen im Material aufgrund der hohen Drücke zu Verzerrungsraten bis zu 10^8 und zu Zerstörungen führen können. Diese Zustände müssen durch besondere Materialgesetze abgebildet werden (z.B. Gebbeken [Geb2000], [Mey1994]).

Im Folgenden wird die Anschauung bzw. die experimentelle Beobachtung physikalisch und mathematisch beschrieben.

3 Zur Physik und Mathematik des ebenen Luftstoßes

Abb. 1 zeigt rechts qualitativ den typischen Druck-Zeit-Verlauf einer Luftstoßwelle infolge einer Explosion bei freier Ausbreitung. Luftstoßwellen sind gekennzeichnet durch einen plötzlichen Anstieg des Drucks an der Schockfront vom Umgebungsluft-

druck p_0 auf den Spitzendruck p_1 . Die Anstiegszeit, und damit die „Dicke“ dieser Schockfront, sind für die theoretische und die praktische Analyse vernachlässigbar und werden gleich Null idealisiert. Die Schockfront stellt nichts anderes dar als die Grenzfläche zwischen der hier betrachteten Luft im Ausgangszustand und dem Zustand in der Luftstoßwelle. Der Überdruckphase (Überdruck = $p_1 - p_0 > 0$) folgt eine Sogphase, in der der Druck geringer als der Umgebungsluftdruck p_0 ist.

3.1 Zustandsgleichung für Luft

Die Zustandsgleichung für Luft kann aus der thermischen und der kalorischen Zustandsgleichung hergeleitet werden ([Geb2006b]). Dabei sind die beschreibenden Größen bei konstanter Masse m die Temperatur T , der Druck p , das Volumen V und die innere Energie U . Wie in Gebbeken und Döge [Geb2006b] dargestellt ist, kann die Zustandsgleichung

$$p = (\gamma - 1) \rho e \quad (1)$$

hergeleitet werden. In (1) ist p der Druck, γ ist der Isentropenexponent, $\rho = m/V$ ist die Dichte und e ist die spezifische innere Energie. γ wird als Isentropenexponent bezeichnet, weil für isentropische Zustandsänderungen von idealen Gasen $p V^\gamma = \text{const}$ gilt. Für Luft im Normzustand (DIN 1343 [Din1343], $T = 273,15 \text{ K}$, $p = 101325 \text{ Pa}$) ist γ ungefähr 1,4. Für Verhältnisse im Rahmen von Explosionen gilt $1,17 < \gamma < 1,4$.

3.2 Bestimmung des Überdruck-Zeit-Verlaufs

Aufgrund von semi-empirischen Methoden wurden Formeln entwickelt, die die wichtigsten Kenngrößen des Überdruck-Zeit-Verlaufs der freien Luftstoßwelle beschreiben. Diese Kenngrößen sind

z.B. der Spitzenüberdruck p_{so} , die Dauer der Überdruckphase t_d und der maximale Impuls I_{max} . Beispielsweise werden hier die Formeln nach KINNEY & GRAHAM [Kin1995] genannt. Der einfallende Spitzenüberdruck ist

$$p_{so} = p_0 \frac{808 \left[1 + \left(\frac{z}{4,5} \right)^2 \right]}{\sqrt{1 + \left(\frac{z}{0,048} \right)^2} \sqrt{1 + \left(\frac{z}{0,32} \right)^2} \sqrt{1 + \left(\frac{z}{1,35} \right)^2}} \quad (2)$$

mit dem Umgebungsluftdruck p_0 und dem skalierten Abstand

$$z = \frac{\frac{a}{1 \text{ m}}}{\left(\frac{m_{TNT}}{1 \text{ kg}} \right)^{1/3}} \quad (3)$$

mit dem Abstand a zum Explosionsmittelpunkt und der Masse des Sprengstoffes m_{TNT} in kg TNT.

Die Dauer der Überdruckphase wird mit

$$t_d = \left(\frac{m_{TNT}}{1 \text{ kg}} \right)^{1/3} \frac{980 \text{ ms} \left[1 + \left(\frac{z}{0,54} \right)^{10} \right]}{\left[1 + \left(\frac{z}{0,02} \right)^3 \right] \left[1 + \left(\frac{z}{0,74} \right)^6 \right] \sqrt{1 + \left(\frac{z}{6,9} \right)^2}} \quad (4)$$

berechnet.

Der Überdruck-Zeit-Verlauf kann idealisiert mit der exponentiellen Funktion

$$p(t) = p_{so} \left(1 - \frac{t}{t_d} \right) e^{\alpha t/t_d} \quad (5)$$

beschrieben werden. Hierbei ist $\alpha \geq 0$ ein Formfaktor der Funktion. Er ist in KINNEY & GRAHAM [Kin1995] in Tabelle XI angegeben. Eine wichtige Kenngröße für die Bemessung ist der maximale Impuls

$$I_{max} = \int_0^{t_d} p(t) dt = p_{so} t_d \left(\frac{1}{\alpha} - \frac{1 - e^{-\alpha}}{\alpha^2} \right) \quad (6)$$

Für die Bemessung kann ein linearer Überdruck-Zeit-Verlauf mit $\alpha = 0$ verwendet werden. Der maximale Impuls

$$I_{max} (\alpha=0) = \frac{1}{2} p_{so} t_d \quad (7)$$

ist dann am größten und damit liegt die Bemessung auf der sicheren Seite.

Die Berechnung des Überdruck-Zeit-Verlaufes mit den Formeln in diesem und im nächsten Abschnitt ist nur für einfache Beispiele an relativ steifen Bauteilen wie z.B. Stahlbetonstützen zutreffend. Soll die Einwirkung in komplexer Umgebungsstruktur mit Mehrfachreflexionen oder an leichten nachgiebigen Baustrukturen wie z.B. leichten Membranen bestimmt werden, so sind numerische Simulationen mit CFD-Programmen (Computational Fluid Dynamics) gegebenenfalls mit Fluid-Struktur-Interaktion erforderlich. Allerdings dienen selbst für komplexe Problemstellungen die angegebenen Formeln als schnelle Abschätzung und zur Kontrolle. Zu beachten ist, dass, wenn die Explosion auf oder nahe einer Oberfläche wie z.B. einem Erdboden erfolgt, die doppelte Sprengstoffmasse in den Formeln zu verwenden ist, da die Oberfläche wie eine Symmetrieebene wirkt. Die Formeln wurden aber für eine freie, kugelförmige Luftstoßwellenausbreitung entwickelt.

Für die Berechnung muss eine Erhöhung des einfallenden Spitzenüberdruckes zum reflektierten Spitzenüberdruck beachtet werden. Diese Erhöhung wird im folgenden Abschnitt beschrieben. Die Einwirkungsdauer t_d der Überdruckphase der reflektierten Luftstoßwelle ändert sich nur geringfügig gegenüber der einfallenden Luftstoßwelle. Für die Bemessung kann diese Änderung von t_i vernachlässigt werden.

3.2 Senkrechte Reflexion an starren Oberflächen

Zunächst werden die Zustände direkt vor und hinter der sich frei ausbreitenden Schockfront mit Hilfe der Erhaltungsgleichungen bestimmt. Für eine starre Oberfläche gilt, dass die Luft beim Auftreffen auf das Hindernis auf die Geschwindigkeit Null abgebremst wird ($u_{p2} = 0$). Damit ergibt sich für den reflektierten Druck p_2

$$p_2 = p_1 \frac{p_1 (3\gamma - 1) - p_0 (\gamma - 1)}{p_1 (\gamma - 1) + (\gamma + 1)} \quad (8)$$

Bei der Annahme von Luft als ideales Gas ist der reflektierte Druck p_2 bei der senkrechten Reflexion nur vom Umgebungsluftdruck p_0 , dem Isentropenexponenten γ und dem einfallenden Druck p_1 und nicht von der Dichte oder von der inneren Energie e bzw. von der Temperatur T abhängig.

Der Reflexionsfaktor c_r wird als das Verhältnis vom reflektierten Spitzenüberdruck p_{ro} (peak reflected overpressure) zum Spitzenüberdruck der einfallenden Luftstoßwelle p_{so} (peak side-on overpressure)

$$c_r = \frac{p_{ro}}{p_{so}} = \frac{p_2 - p_0}{p_1 - p_0} \quad (9)$$

definiert. Einsetzen von (8) liefert

$$c_r = \frac{p_{ro}}{p_{so}} = \frac{p_1 \frac{p_1(3\gamma-1) - p_0(\gamma-1)}{p_1(\gamma-1) + p_0(\gamma+1)} p_0}{p_1 - p_0} \quad (10)$$

Wird für Luft im Normzustand der Isentropenexponent $\gamma = 1,4$ verwendet, so ergibt sich für diesen Fall aus (10)

$$c_r = \frac{8p_1 6p_0}{p_1 + 6p_0} \quad (11)$$

Der Reflexionsfaktor ist in **Abb. 2** in Abhängigkeit vom einfallenden Überdruck $p_{so} = p_1 - p_0$ mit $p_0 = 101325$ Pa abgebildet. Für sehr kleine Überdrücke gilt $\lim_{p_1 \rightarrow p_0} c_r = 2$ und für sehr große Überdrücke strebt der Reflexionsfaktor gegen die Asymptote $\lim_{p_1 \rightarrow \infty} c_r = 8$. Dies gilt nur unter der Annahme, dass Luft ein ideales Gas mit einem konstanten Isentropenexponenten $\gamma = 1,4$ ist.

Merksatz: Unter Annahme eines konstanten Isentropenexponenten $\gamma = 1,4$ gilt $\max c_r = 8$.

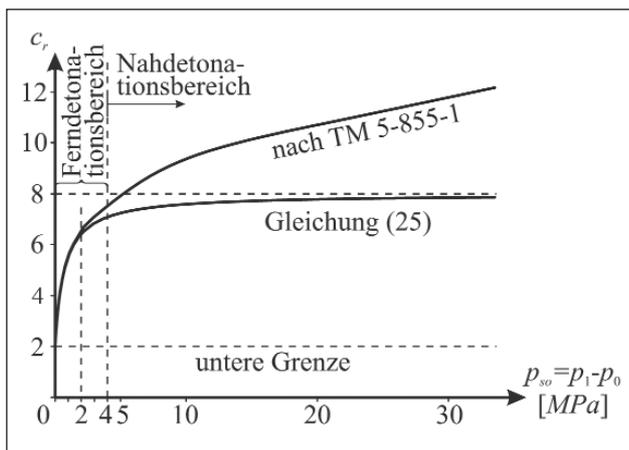


Abb. 2: Reflexionsfaktor in Abhängigkeit vom einfallenden Überdruck p_{so}

Luft verhält sich aber nur näherungsweise wie ein ideales Gas. Bei hohen Drücken und hohen Temperaturen verringert sich der Isentropenexponent bis auf $\gamma \approx 1,17$ (TM 5-855-1 [Def1997]). Dies hat Einfluss auf den Reflexionsfaktor, der auf $c_r \approx 12,5$ bei einem einfallenden Überdruck von $p_0 \approx 35,5$ MPa steigt (**Abb. 2**) und bei noch höheren Drücken den Wert 14 erreichen kann.

Merksatz: Unter realen Bedingungen (veränderlichem Isentropenexponenten) erreicht der Reflexionsfaktor c_r Werte bis etwa 14.

Bei Reflexionen mit einfallenden Überdrücken bis $p_{so} = 2$ MPa sind die Abweichungen bei der Verwendung eines Isentropenexponenten $\gamma = 1,4$ gering. Der Überdruck 2 MPa = 2000 kN/m² = 20 bar entspricht ungefähr dem Spitzenüberdruck bei einer Explosion von 2700 kg TNT in 10 m Entfernung.

Nach Mayrhofer [May2004] können Explosionen mit einem skalierten Abstand $z = a/m_{TNT}^{1/3} > 0,5$ (a = Abstand, m_{TNT} = Sprengstoffmasse) (s. auch (3)) als Ferndetonationen betrachtet werden. Dies entspricht einfallenden Überdrücken bis 4 MPa. Dabei beträgt die Abweichung des Reflexionsfaktors bei Berücksichtigung eines veränderlichen im Vergleich zu einem konstanten Isentropenexponenten ungefähr 6 %. Damit ist die Verwendung eines konstanten Isentropenexponenten für Anwendungen im Bereich von Ferndetonationen ausreichend genau. Für Nahdetonationen ist zu prüfen, ob der Effekt eines erhöhten Reflexionsfaktors zu berücksichtigen ist.

Durch Umformen der Gleichung (8) und bei Berücksichtigung der Gleichungen für die Dichte ρ_1 und die Partikelgeschwindigkeit u_{p1} der einfallenden Luftstoßwelle wird die interessante Darstellung

$$p_{ro} = 2 p_{so} + (\gamma + 1) \frac{1}{2} \rho_1 u_{p1}^2 \quad (12)$$

für den reflektierten Spitzenüberdruck erhalten. Gleichung (12) zeigt anschaulich, dass der reflektierte Spitzenüberdruck p_{ro} sich aus dem Doppelten des einfallenden Spitzenüberdrucks p_{so} und dem dynamischen Spitzendruck $\frac{1}{2} \rho_1 u_{p1}^2$, der mit dem Faktor $(\gamma + 1)$ multipliziert wird, zusammensetzt.

Dies verdeutlicht die in Abschnitt 2 anschaulich beschriebene Vorstellung, dass sich die Überdrücke der einfallenden und ausfallenden Welle und zusätzlich ein Druck durch das Stoppen der Luft überlagern.

Trifft die Luftstoßwelle nicht senkrecht auf eine Oberfläche, so ist der reflektierte Druck auch vom Auftreffwinkel abhängig. Ohne die mathematische Herleitung werden die Ergebnisse in **Abb. 3** dargestellt. Erst ab einem Auftreffwinkel von weniger als etwa 50 Grad gemäß **Abb. 3** (links), hat der Auftreffwinkel einen merklichen Einfluss.

Abb. 3 kann entnommen werden, dass der Reflexionsfaktor von drei wichtigen Größen abhängt:

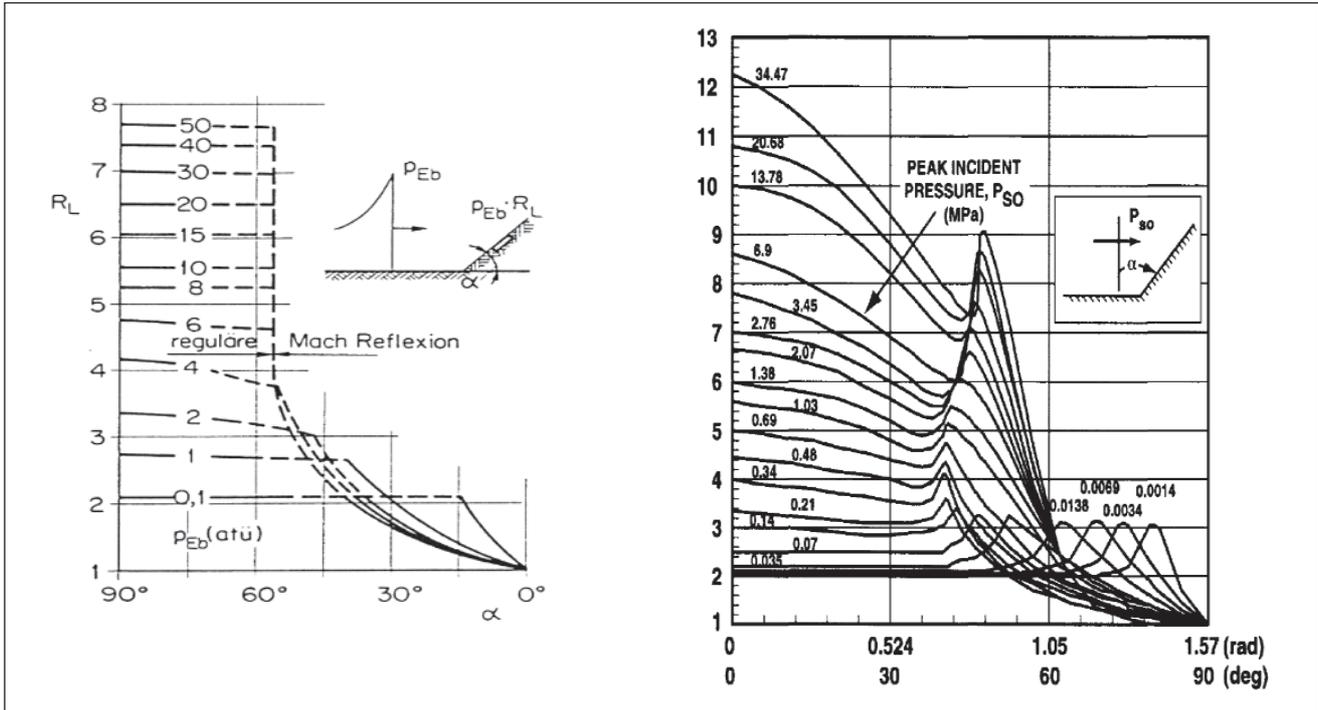


Abb. 3: Reflexionsfaktor in Abhängigkeit vom Auftreffwinkel und vom Spitzenüberdruck der auftreffenden Luftstoßwelle, (links) $\gamma = 1,4$ nach Schindler, (rechts) γ veränderlich nach TM 5-855-1

Spitzenüberdruck, Auftreffwinkel und Isentropenexponent. In **Abb. 3** (rechts) ist zu erkennen, dass gerade bei Überdrücken $p_{so} \leq 0,1$ MPa ($\triangleq 3$ kg TNT in $a = 4$ m), bei einem Auftreffwinkel von 50-80 Grad Maxima von etwa drei für den Reflexionsfaktor auftreten. Dies ergibt sich nicht bei der isentropen Betrachtungsweise mit $\gamma = 1,4$, wie es im linken Bild dargestellt ist.

Merksatz: Ist der Auftreffwinkel nicht bekannt, so ist mit einem minimalen Reflexionsfaktor von 3 zu rechnen.

Merksatz: Der Reflexionsfaktor ist nicht auf einen Maximalwert von 2 begrenzt. Es gilt $2(3) < c_r < \approx 14$.

Mit dem Reflexionsfaktor wird der Überdruck der ankommenden Luftstoßwelle multipliziert. Für die Bemessung ist jedoch der gesamte Druck-Zeit-Verlauf entscheidend. Es wird also auch die Dauer der positiven Druckphase benötigt. Damit ist dann auch der Impuls bekannt. Bei Mehrfachreflexionen und bei Bauteilschädigungen kann es erforderlich sein, auch die Sogphase zu berücksichtigen. Häufig werden dem Tragwerksplaner für die Bemessung von Konstruktionen Drücke und Impulse als Ergebnis von Versuchen mitgeteilt. Hierbei muss genau angegeben sein, um welchen Druck es sich handelt. Bemessungsdruck ist der reflektierte Überdruck. Für die dynamische Berechnung wird die Dauer der positiven Druckphase

$$t_d = \frac{2I}{p_{ro}} \quad (13)$$

benötigt und aus (7) berechnet (s. aber auch (4)). Damit liegen die Eingangsgrößen für eine dynamische Berechnung fest.

4 Zum Einfluss des Materials und der Bauteildicke auf den Reflexionsfaktor

4.1 Material

In allen den Autoren bekannten Veröffentlichungen zum Reflexionsfaktor wird nur die Reflexion an starren Hindernissen behandelt. Es stellt sich somit die Frage, ob das Material keinen Einfluss auf den Reflexionsfaktor hat. Rein anschaulich muss das Material einen Einfluss haben, denn beim Übergang von nicht porigen Festkörpern über offenporigen Festkörpern zu Luft ist ein gleitender Übergang möglich; Stahl – Aluminiumschaum – Schwamm – Luft. Darüber hinaus war in einem Fachartikel zu lesen, dass der Reflexionsfaktor u. a. abhängig von der Glasstärke ist. Diese Aussagen und Überlegungen haben uns dazu veranlasst, eine Studie zu erstellen. In diesem Abschnitt soll die Frage beantwortet werden, in welchem Maße sich der Reflexionsfaktor bei der Wahl unterschiedlicher Materialien und unterschied-

licher Bauteildicken beeinflussen lässt. Für die theoretischen Untersuchungen wird ein konstanter Isentropenexponent $\gamma = 1,4$ für Luft verwendet, da dies, wie in Abschnitt 3 gezeigt wurde, für baupraktische Anwendungen im Bereich des Ferndetonationsschutzes ausreichend genau ist.

Die Theorie ist in Gebbeken und Döge 2006 ([Geb2006b]) veröffentlicht. Hier werden die Ergebnisse dargestellt. Mit den Erhaltungsgleichungen für Luft- und Feststoff und den Zustandsgleichungen für Festkörper ([Geb2000], [Gre2004], [Mar1980], [Rin1975]) wurden der Druck p_2 und der Reflexionsfaktor c_r für unterschiedliche Materialien und für verschiedene einfallende Überdrücke p_{so} bestimmt. Dafür wurde als Ausgangszustand der Luft der Normzustand (s. Abschnitt 3) angenommen. Die Ergebnisse für die Reflexionsfaktoren sind in **Tabelle 1** angegeben. Neben der starren Reflexion (Zeile 2) wurden zunächst die klassischen Baumaterialien Stahl, Glas und Beton untersucht. Danach „erfanden“ wir die Materialien 1, 2 und 3. Es sind zunächst „theoretische“ Materialien mit frei gewählten aber sinnvollen Materialkenngrößen in Bezug auf das Reflexionsverhalten. Sie besitzen folgende Eigenschaften: Material 1 hat eine relativ hohe Dichte ρ_{m0} aber eine geringe Kompressionswellengeschwindigkeit c_B bzw. Steifigkeit (z.B. Polyethylen, low density (PE-LD)). Material 2 hat eine geringe Dichte, aber eine hohe Steifigkeit (z.B. Aluminiumschaum). Material 3 hat eine geringe Dichte und eine geringe Steifigkeit (z.B. weicher Polyurethanschaum). S ist ein Parameter der Zustandsgleichung gemäß [Gre2004].

Die Ergebnisse in **Tabelle 1** zeigen, dass sich der Reflexionsfaktor für Konstruktionsmaterialien wie Stahl, Beton oder Glas praktisch nicht im Vergleich zu einem ideal starren Material ändert. Die Aussage kann auf alle geschlossen porigen Festkörper, also auch auf Mauerwerk und sogar Holz, erweitert werden.

Merksatz: Der Einfluss der meisten tragenden Baumaterialien auf den Reflexionsfaktor ist vernachlässigbar gering. Die Annahme als starres Hindernis (starre Reflexion) ist gerechtfertigt.

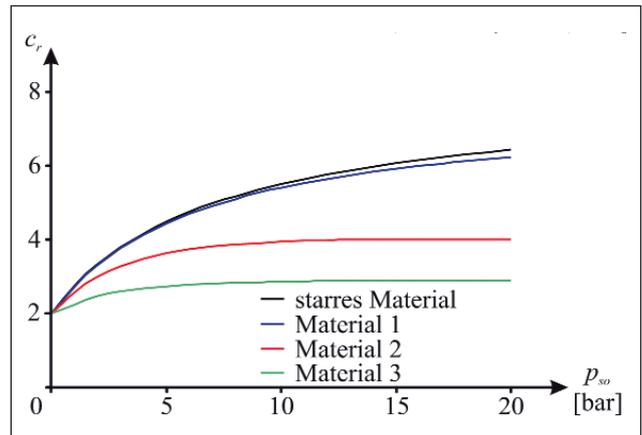


Abb. 4: Reflexionsfaktor c_r in Abhängigkeit vom einfallenden Überdruck p_{so} und von verschiedenen Materialien

Abb. 4 zeigt den Reflexionsfaktor in Abhängigkeit vom einfallenden Überdruck und von verschiedenen Materialien. In Verbindung mit **Tabelle 1** ist zu erkennen, dass Materialien mit geringer Dichte ρ_{m0} und geringer Kompressionswellengeschwindigkeit c_B bzw. mit geringem Kompressionsmodul K verwendet werden müssen, um den Reflexionsfaktor deutlich zu senken, also zum Beispiel leichte, weiche Schaumstoffe. Hier ergibt sich möglicherweise ein neues Anwendungsgebiet für die Dämm-Technologie oder für die Fassadentechnik.

Merksatz: Stoffe mit geringer Dichte und geringer Steifigkeit können den Reflexionsfaktor deutlich reduzieren. Sie sollten offenporig sein.

Eine wichtige Kenngröße bei der Reflexion von Luftstoßwellen ist die Impedanz. Sie ist das Produkt aus Dichte und Wellengeschwindigkeit $I_m = \rho_m c_B$ (z.B. Rinehart [Rin1975]). Bewegt sich eine Welle in einem Material mit der Impedanz I_{m1} und trifft auf ein Material mit der Impedanz I_{m2} , so entspricht bei einem Verhältnis von $I_{m1}/I_{m2} \ll 1$ die stattfindende Reflexion einer Reflexion an einer starren Oberfläche.

Mögliche Werkstoffe, die den Reflexionsfaktor reduzieren, sind leichte, weiche Schaumstoffe. Die meisten Aluminiumschäume sind zwar leicht, haben

Material	ρ_{m0} [kg/m ³]	c_B [m/s]	S [-]	$c_r(p_{so} = 1 \text{ bar})$ [-]	$c_r(p_{so} = 5 \text{ bar})$ [-]	$c_r(p_{so} = 10 \text{ bar})$ [-]	$c_r(p_{so} = 20 \text{ bar})$ [-]
starr	–	–	–	2,741	4,481	5,510	6,429
Stahl	7850	4502	1,367	2,741	4,480	5,509	6,426
Beton	2350			2,741	4,479	5,506	6,421
Glas	2230	3879	1,860	2,741	4,478	5,504	6,417
Material 1	1000	500	1,050	2,734	4,434	5,408	6,234
Material 2	10	2000	1,050	2,579	3,625	3,938	3,995
Material 3	10	500	1,050	2,240	2,729	2,855	2,893
Luft	1,292	332					

Tabelle 1: Reflexionsfaktoren für unterschiedliche Materialien und unterschiedliche einfallende Überdrücke

aber eine große Steifigkeit und sind deshalb nicht optimal. Eine zusätzliche günstige Eigenschaft solcher Schaumstoffe sollte sein, dass sie energieabsorbierend wirken. Es ist also zukünftig eine Aufgabe der Materialwissenschaftler, solche Werkstoffe zu kreieren, die den Reflexionsfaktor signifikant reduzieren und zusätzlich Energie absorbieren (Recycling von Getränkedosen).

4.2 Bauteildicke und Bauteillagerung

An dieser Stelle sei die Frage erörtert, inwieweit die Bauteildicke und die Bauteillagerung den Reflexionsfaktor beeinflussen. Bisher wurde vereinfachend angenommen, dass die Anstiegszeit der Schockfront und damit auch die Ausdehnung der Schockfront in Laufrichtung gleich Null ist. In der Realität führen Viskosität und Wärmeleitung der Luft zu einer Abrundung der Stoßwellenfront. Die Stoßwellenfront hat nach Taylor ([Tay1939]) eine Dicke

$$d = \frac{10^{-4} \text{ m}^2 / \text{s}}{u_{p1}} \quad (14)$$

Aus der Dicke der Stoßwellenfront berechnet sich die Anstiegszeit

$$t_s = \frac{d}{u_{s1}} = \frac{10^{-4} \text{ m}^2 / \text{s}}{u_{p1} u_{s1}} \quad (15)$$

Bei Überdrücken in der einfallenden Luftstoßwelle von $0,1 \text{ MPa} \leq p_{so} \leq 4 \text{ MPa}$ liegt die Anstiegszeit im Bereich von $3 \cdot 10^{-11} \text{ s} \leq t_s \leq 1,3 \cdot 10^{-9} \text{ s}$. Bei Schockwellengeschwindigkeiten im Feststoff von $500 \text{ m/s} \leq u_{sm} \leq 10\,000 \text{ m/s}$ pflanzt sich die Schockwelle bis zu $0,013 \text{ mm}$ im Bauteil fort, bis der maximale reflektierte Überdruck erreicht ist. Da Bauteile in der Baupraxis gewöhnlich dicker als $0,013 \text{ mm}$ sind, wird der maximale reflektierte Überdruck und damit auch der Reflexionsfaktor weder von der Bauteildicke noch von der Bauteilsteifigkeit oder von den Auflagern beeinflusst.

Merksatz: Die Bauteildicke und die Bauteillagerung beeinflussen den Reflexionsfaktor nicht. Ausnahme: extrem dünne, quasi masselose Membrane.

5 Luftstoßwellen und Mehrfachreflexion

Bisher haben wir uns nur mit der freien Ausbreitung von Luftstoßwellen beschäftigt sowie mit der einmaligen Reflexion an Festkörpern. In der Rea-

lität treten jedoch fast immer Mehrfachreflexionen auf. In Gebäuden werden die Luftstoßwellen mehrfach am Boden, der Decke und den Wänden reflektiert, sie können sich in Fluren, Treppenhäusern und Schächten verästeln und dabei treten nicht nur Drucksondern auch Sogzustände auf. In Städten ist die Luftstoßwellenausbreitung nicht weniger kompliziert. Durch Formgebung, Stadt- und Landschaftsplanung kann die Ausbreitung von Luftstoßwellen beeinflusst werden. Mehrfachreflexionen und deren Lastzustände können praktisch nur aus numerischen Simulationen ermittelt werden. Wir verwenden dazu Wellenausbreitungsprogramme, so genannte Hydrocodes.

5.1 Boden-Gebäude-Reflexion

Detoniert ein Sprengstoff in einer Höhe H_B vom Boden (**Abb. 5**), so ist Folgendes zu beachten. Ab einem horizontalen Abstand d_0 findet am Boden eine so genannte schräge Reflexion statt. Bis zu einem horizontalen Abstand liegt der Schnittpunkt der einlaufenden mit der vom Boden reflektierten Welle am Boden. Ab d_0 löst sich der Schnittpunkt vom Boden und es bildet sich nahezu vertikal der Machstamm aus. Die sich ergebende Schockfront breitet sich nicht mehr kugelförmig, sondern zylinderförmig aus. Die Zylinderfläche ist der so genannte Machstamm. Bis zur Höhe H_M

$$H_M = 0,07 H_B \left[\left(\frac{d}{d_0} \right) - 1 \right]^2 \leq H_B \quad (16)$$

wird das Gebäude von dem Überdruck aus dem Machstamm getroffen und reflektiert. Darüber treffen die einfallende und die vom Boden reflektierte Luftstoßwelle nacheinander oder überlagert auf das Gebäude. Für den Winkel β gilt: $39,2^\circ < \beta < 60^\circ$. Theoretisch kann β 90 Grad erreichen.

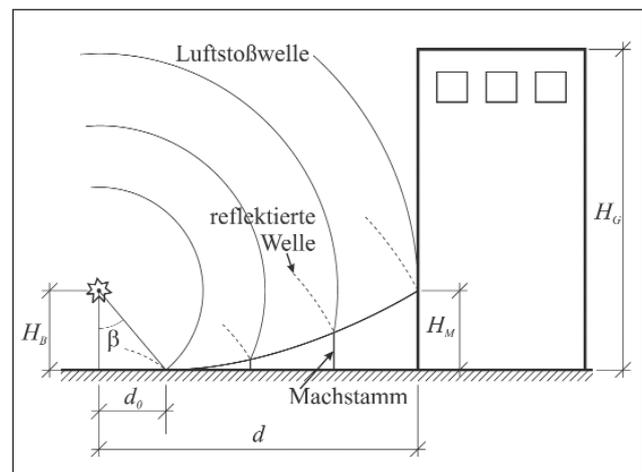


Abb. 5: Boden-Gebäude-Reflexion

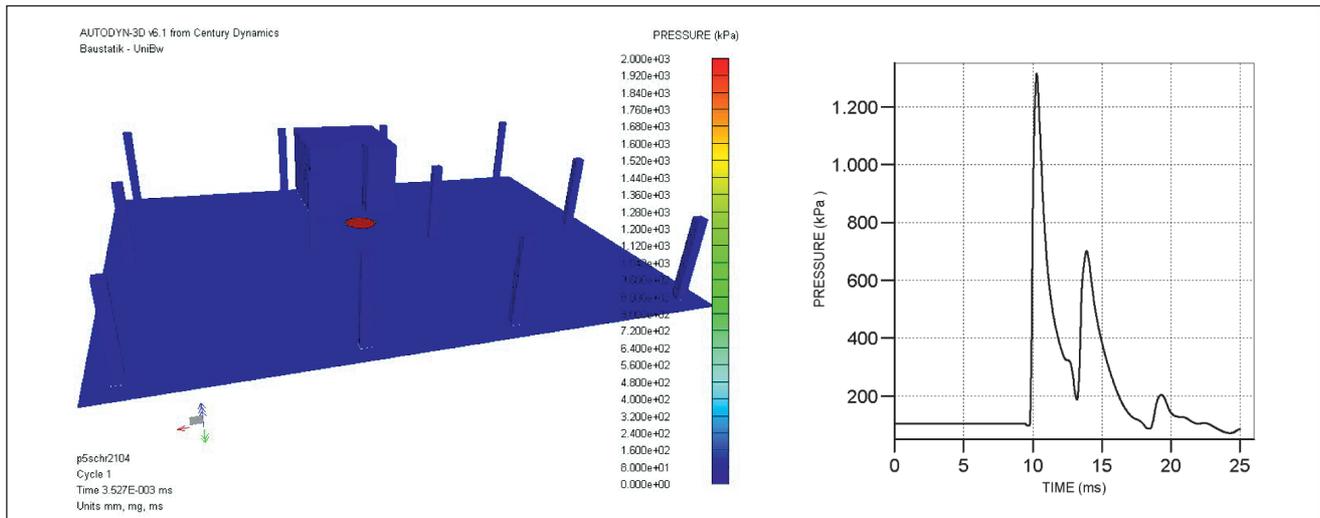


Abb. 6: Innenraumexplosion, Tiefgarage (links), Druck-Zeit-Verlauf (rechts)

Die Ergebnisse wurden aus Versuchen und Berechnungen gewonnen. Der Druck der Mach-Stamm-Reflexion kann gegenwärtig nur experimentell oder numerisch bestimmt werden.

5.2 Innenraumexplosion

Bei der Innenraumexplosion treten Mehrfachreflexionen auf. **Abb. 6** zeigt links eine Tiefgarage. Decke und Wände wurden aus Gründen der besseren Übersichtlichkeit nicht dargestellt. Im rechten Teil von **Abb. 6** ist beim Druck-Zeit-Verlauf zu sehen, dass der ersten Welle eine zweite folgt, die aus der Reflexion stammt. Obwohl die zweite Druckspitze geringer als die erste ist, kann die zweite Welle zur Zerstörung führen, wenn bei der ersten eine Vorschädigung erfolgte.

Derart komplizierte Verhältnisse lassen sich nur numerisch analysieren.

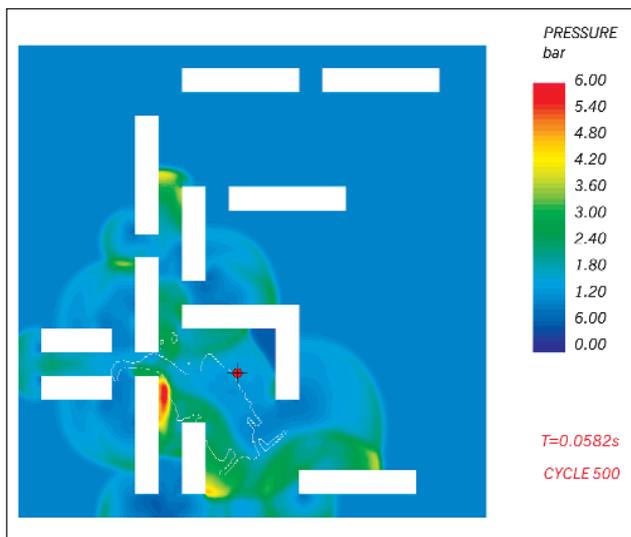


Abb. 7: Außenraumexplosion in einem bebauten Gebiet

5.3 Außenraumexplosion

Die Luftstoßwellenausbreitung in urbanen Gebieten (**Abb. 7**) ist ebenso kompliziert wie bei Innenraumexplosionen. Umströmungen und Tunneleffekte führen zu Sogeffekten und Druckerhöhungen, die sich nur numerisch abbilden lassen.

Es werden auf dem Markt vereinfachte Engineering Codes zur Luftstoßwellenausbreitung angeboten. Die den Autoren bekannten E-Codes berücksichtigen die tatsächlichen baulichen Verhältnisse nicht, sondern approximieren nur Abstände.

6 Luftstoßwellen-Struktur-Interaktion

In Abschnitt 4 war bereits erwähnt worden, dass sich sehr dünne quasi masselose Bauteile anders verhalten, als übliche Konstruktionen. Obwohl die Bauteilstufigkeit keinen Einfluss auf den Reflexionsfaktor und auf den reflektierten Spitzenüberdruck hat, so hat sie einen Einfluss auf den gesamten Überdruck-Zeit-Verlauf. Für steife Bauteile ist dieser Einfluss vernachlässigbar. Jedoch bieten leichte, quasi masselose, nachgiebige Konstruktionen wie z.B. bestimmte Membranen die Möglichkeit, den Überdruck-Zeit-Verlauf positiv zu beeinflussen. Noch bedeutender ist die Interaktion zwischen Luftstoßwelle und Fassadenteile und Tragwerk. Durch intelligente Lösungen können die Kräfte, die tatsächlich in das Tragwerk eingetragen werden, sehr stark beeinflusst werden.

In **Abb. 8** ist links eine Seilnetz-Glas-Fassade dargestellt, die global als Membran trägt. Im rechten Bild ist das Ergebnis einer numerischen Simulation

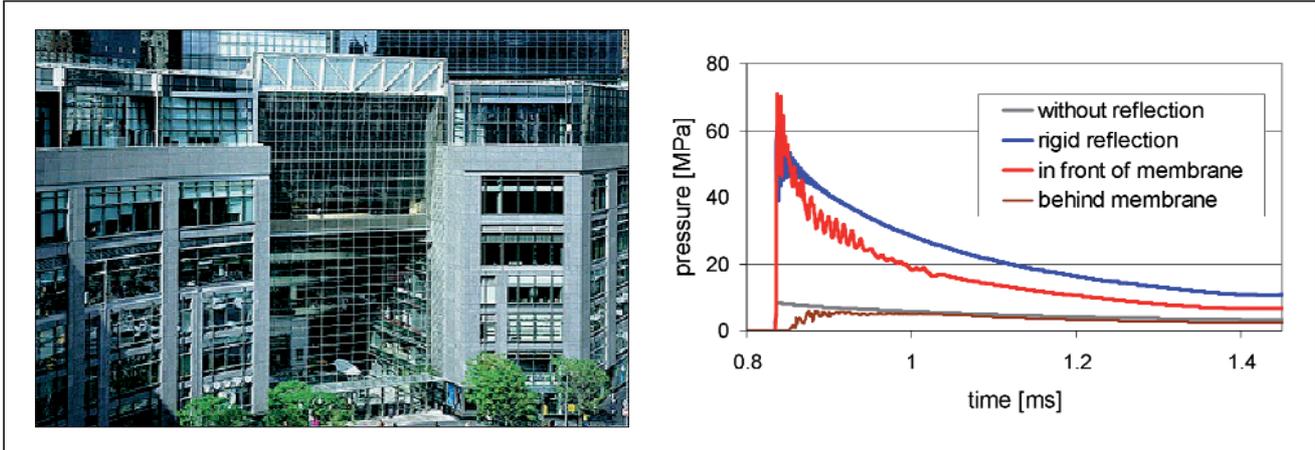


Abb. 8: Seilnetz-Glas-Fassade (links), Druck-Zeit-Verläufe, numerische Berechnung Luftstoßwelle-Membran-Interaktion (rechts)

der Luftstoßwellen-Membran-Interaktion dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der reflektierte Spitzenüberdruck von der Membran gegenüber einer starren Reflexion nicht abweicht, wohl aber das Verhalten nach Auftreffen der Luftstoßwelle.

Merksatz: Leichte, nachgiebige Konstruktionen können zwar nicht unbedingt den reflektierten Spitzenüberdruck beeinflussen, wohl aber den Überdruck-Zeit-Verlauf bzw. den Kraft-Zeit-Verlauf, also die Last, die sie an das Gebäude abgeben.

7 Statische Ersatzlasten

Für bestimmte Bauteile wie Türen oder Fenster, für Abwassersammler und bestimmte technische Anlagen werden zur Bemessung statische Ersatzlasten angegeben. Mit ihrer Hilfe ist eine übliche Bemessung möglich. Statische Ersatzlasten können aus Versuchen, inversen Nachweisen oder mit Hilfe von Ein- oder Mehrmassenschwingern ermittelt werden. Ihre Gültigkeit beschränkt sich immer auf den individuell geführten Nachweis. Eine statische Ersatzlast ist unter ein und derselben Luftstoßwelle anders für Fenster, Türen, Fassadenelemente, Wände oder für die Gesamtkonstruktion. Deshalb werden statische Ersatzlasten üblicherweise nicht akzeptiert. In der Regel fordert die Bauaufsicht eine echte dynamische Berechnung unter Berücksichtigung des Druck-Zeit-Verlaufes.

8 Zusammenfassung

In diesem Aufsatz wurde die Vorgehensweise zur Berechnung der Bemessungslasten aus Explosionszenarien gezeigt. Eine zentrale Aufgabe war da-

bei die Bestimmung des reflektierten Spitzenüberdruckes bzw. des Reflexionsfaktors bei der senkrechten Reflexion von Luftstoßwellen. Bezug nehmend auf die eingangs gestellten Fragen kann festgehalten werden:

- Der Reflexionsfaktor nimmt bei der Reflexion von Luftstoßwellen an starren Oberflächen Werte größer als 2 an ($2(3) < c_r < \approx 14$).
- Unter Annahme eines konstanten Isentropenexponenten $\gamma = 1,4$ ist der Reflexionsfaktor nach oben auf 8 begrenzt.
- Die Annahme eines konstanten Isentropenexponenten $\gamma = 1,4$ ist für Ferndetonationen ausreichend genau.
- Bei Nahdetonationen können Reflexionsfaktoren bis etwa 14 auftreten.
- Die meisten Konstruktionsmaterialien (z.B. Stahl, Beton, Glas, Mauerwerk, Holz) haben einen vernachlässigbaren Einfluss auf den Reflexionsfaktor im Vergleich mit einer starren Reflexion.
- Um den reflektierten Spitzenüberdruck deutlich zu reduzieren, müssen Materialien mit geringer Dichte und geringer Steifigkeit wie z.B. Schaumstoffe und Schäume eingesetzt werden.
- Die im Bauwesen üblicherweise verwendeten Bauteilabmessungen ($> 0,013$ mm) und die Lagerungsbedingungen haben keinen Einfluss auf den Reflexionsfaktor.
- Um den Überdruck-Zeit-Verlauf positiv zu beeinflussen, können leichte, nachgiebige, quasi masselose Konstruktionen wie z.B. Membranen verwendet werden.
- Der Reflexionsfaktor darf nicht mit dem dynamischen Überhöhungsfaktor verwechselt werden. Ersterer bezieht sich auf die Einwirkung, letzterer auf den Widerstand.

- Die Einwirkung aus der Luftstoßwelle kann nur durch den vollständigen Druck-Zeit-Verlauf dargestellt werden. Die alleinige Angabe des Spitzenüberdruckes reicht nicht aus.
- Die außergewöhnliche Einwirkung „Explosion“ lässt sich nicht „normen“. Gleichwohl können aus Gründen der Vergleichbarkeit am Markt Schutzklassen definiert werden.

Literatur

- [Ben1992] Benson, D.J., Computational methods in Lagrangian and Eulerian hydrocodes, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 99, 2-3, 1992, ISSN 0045-7825, 235—394, Elsevier
- [Def1997] TM 5-855-1
- [Din 1343] DIN 1343, Referenzzustand, Normzustand, Normvolumen — Begriffe und Werte, 1990
- [Geb1999a] Gebbeken N, Ruppert M. On the safety and reliability of hydrocode simulations. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 46 (1999) 839-85
- [Geb1999] Gebbeken, N. and Ruppert, M., Ein Beitrag zur Simulation von Baustrukturen unter hochdynamischen Kurzzeitbeanspruchungen, *Bauingenieur*, 461 - 470, 74, 1999
- [Geb2000] Gebbeken N, Ruppert M. A new concrete material model for high dynamic hydrocode simulations. *Archive of Applied Mechanics*, 2000, 70: 463-478.
- [Geb2003] Gebbeken N, Greulich S, Pietzsch A, Doege T. Interaction of local and global structural behaviour of buildings under catastrophic loading. *Proceedings Response of structures to extreme loading*, ISBN 0 08 044322 2 Toronto, CAN, 2003. 1-8.
- [Geb2006a] Gebbeken N, Greulich S, Pietzsch A. Hugoniot properties for concrete determined by full-scale detonation experiments and flyer-plate-impact tests. *International Journal of Impact Engineering*, 2006, 32: 2017-2031.
- [Geb2006b] Gebbeken, N., Döge, T., Der Reflexionsfaktor bei der senkrechten Reflexion von Luftstoßwellen an starren und nachgiebigen Materialien, *Bauingenieur*, Oktober, 2006
- [Gre2004] Greulich, S., Zur numerischen Simulation von Stahlbeton- und Faserbetonstrukturen unter Detonationsbeanspruchung, Dissertation, Berichte des Konstruktiven Ingenieurbaus 04/4, Universität der Bundeswehr München, 2004
- [Kin1985] Kinney G F, Graham K J. Explosive shocks in air [M]. Springer, Berlin Heidelberg New York Tokyo, 1985.
- [Kin1995] Kinney G F, Graham K J. Explosive shocks in air [M]. Springer, Berlin Heidelberg New York Tokyo, 1995.
- [Mar1980] Marsh, S.P., LASL Shock Hugoniot Data, University of California Press, Berkeley, 1980
- [May2004] Mayrhofer, C., Methoden der dynamischen Grenztragfähigkeitsberechnung. Workshop “Bau-Protect” Bauliche Strukturen unter Belastung durch Impakt und Sprengwirkung, Editor Thoma, K. and Gebbeken, N. and Thünemann, H., 169 - 184, Fraunhofer EMI, Freiburg, 2004
- [Mey1994] Meyers M A. Dynamic behaviour of materials [M]. Wiley, New York, 1994.
- [Rin1975] Rinehart, J.S., *Stress Transients in Solids*, HyperDynamicS, 1975
- [Tay1939] Taylor, G.I., *The Propagation and Decay of Blast Waves*, *The Scientific Papers of Sir Geoffrey Ingram Taylor*, Vol III, Editor Batchelor, G.K., 221-235, Cambridge University Press, Cambridge, 1963
- [Usa1990] US Army Corps of Engineers, TM 5-1300, Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, US Department of the Army, 1990

DIN 1055, Teil 9 – Außergewöhnliche Einwirkungen und probabilistische Verfahren

Für die Beschreibung außergewöhnlicher Lasten sind mechanische und probabilistische Modelle gut geeignet

Die neue DIN 1055-9 bietet der Fachwelt erstmals einen selbstständigen Normenteil für die Berechnung außergewöhnlicher Einwirkungen – Unfalllasten, Explosionen, Detonationen. Weil derartige Last-Einwirkungen eine sehr kurze Einwirkungszeit haben und sehr selten sind, gelten für ihre Beschreibung mechanische und probabilistische Modelle als probate Methoden. Sowohl Last- als auch Kollisions-Modelle können dabei wahrscheinlichkeits-theoretische Elemente beinhalten. Sie und weitere außergewöhnliche Einwirkung, für die zwar prinzipielle Modelle existieren, auf die aber im Rahmen der Normung noch nicht explizit zurückgegriffen wurde, werden im folgenden Beitrag beschrieben. Nur die Behandlung des Schiffsanpralls ist derzeit eine der wenigen außergewöhnlichen Einwirkungen, bei denen eine Modellbildung auf neuem Stand zu normativen Festlegungen in DIN 1055-9, 2003 geführt hat. Er wird deshalb in dem Beitrag entsprechend dargestellt.

Ltd. Baudirektor Dipl.-Ing. Claus Kunz



Bundesanstalt für Wasserbau, Leiter der Abteilung Bautechnik; u.a. Obmann verschiedener Normungsgremien, (Stand-sicherheit massiver Wasserbauwerke – DIN 19702, Außergewöhnliche Einwirkungen – DIN 1055-9, Stahlbeton im Wasserbau – ZTV-W 215).

1 Einführung

Der Anprall von Fahrzeugen an Bauwerke oder stützende Bauteile von Bauwerken ist ein seltenes Ereignis. In den meisten Fällen verlaufen derartige Anprall-Ereignisse glimpflich, seltener sind schwere und schwerste Schäden, auch in Verbindung mit tödlichem Ausgang für Menschenleben zu verzeichnen. Ein Anprall kann von allen sich bewegenden Fahrzeugen ausgehen und kann zum Versagen von Bauteilen oder ganzen Bauwerken führen. Eine absolute Sicherheit gibt es nicht, so dass einerseits mit geeigneten Ansätzen für die Einwirkung und andererseits mit dem Widerstandsvermögen des Tragwerks für eine relative Sicherheit bzw. Zuverlässigkeit der Konstruktion zu sorgen ist, um damit auch baurechtlichen Ansprüchen nach Sicherheit und Ordnung sowie Schutz menschlichen Lebens zu genügen. Erstere Ansätze für die Einwirkung von seltenen Unfall-Ereignissen, auch als außergewöhnliche Einwirkungen bezeichnet, behandelt [DIN 1055-9,2003], Außergewöhnliche Einwirkungen, die die entsprechende [ENV 1991-2-7, 1998], Accidental Actions, erschienen auch als deutsche Übersetzung [DIN V ENV 1991-2-7, 2000], für die nationale Anwendung umgesetzt hatte.

[DIN 1055-9, 2003] fasst erstmals Regelungen zu Anprall-Vorgängen zusammen, die nach dem alten Normenkonzept in verschiedenen anderen Normen-Teilen oder Vorschriften zu finden waren (Anprall aus Kfz in DIN 1055-3, DIN 1072 und DIN 1075; Anprall aus Schienenfahrzeugen in DS 804; Gabelstapler-Anprall in DIN 1055-3) oder überhaupt nicht einheitlich geregelt waren (Anprall aus Schiffen; harte Landung durch Hubschrauber; Explosionen und Detonationen). Der überwiegende, „traditionelle“ Teil der Festlegungen ist von früheren Vorschriften übernommen worden. Die Regelungen zu Schiffsanprall entstammen einer Modellbildung neuerer Art. In der Norm ist ebenfalls die Möglichkeit von Risikobetrachtungen und -analysen eröffnet, um Bemessungswerte zu definieren. „Sicherheit“ nach [DIN 1055-9, 2003] ist anders als in anderen Normen nicht an einen einzigen Bemessungswert oder einen Teilsicherheits-

faktor gekoppelt, sondern kann letztlich durch die Einhaltung einer festgelegten Überschreitungs-Wahrscheinlichkeit der außergewöhnlichen Einwirkung bestimmt werden.

[DIN 1055-9, 2003] soll Mitte 2006 zusammen mit den Teilen 1, 3, 4, 5 und 6 der neuen DIN 1055 in die Musterliste der technischen Baubestimmungen aufgenommen und damit ab 01. Januar 2007 bauaufsichtlich eingeführt werden, [HÄUSLER, 2006].

Nachfolgend werden eine Übersicht über [DIN 1055-9, 2003] gegeben sowie Konzepte und schwerpunktmäßig einige Regelungen dargestellt. Ausgehend von der bisherigen Bestimmung der Bemessungswerte werden Möglichkeiten zu künftiger Neubestimmung oder auch Plausibilisierung von Bemessungswerten, zum Teil mit probabilistischen Verfahren, aufgezeigt und andiskutiert.

2 Außergewöhnliche Einwirkungen nach DIN 1055-9

2.1 Anwendungsbereich und Gliederung

[DIN 1055-9, 2003] enthält Regelungen zu außergewöhnlichen Einwirkungen, vor allem zu Anprall, aber auch informativ zu Explosionen und Detonationen. Im Bereich der Verkehrsträger Straße, Schiene und Wasserstraße stehen hier hauptsächlich Brücken oder ihnen ähnliche Überbauungen im Vordergrund.

[DIN 1055-9, 2003] ist in Verbindung mit [DIN 1055-100, 2001] und den anderen Teilen der Reihe DIN 1055 sowie den Bemessungsnormen verwendbar.

Die Norm behandelt keine Regelungen, die ungewöhnliche Zuverlässigkeitsüberlegungen erfordern, wie z. B. für Bauwerke aus dem Bereich der Kerntechnik, für die besondere Bemessungsvorschriften anzuwenden sind. Staubexplosionen für Silo-Anlagen wurden im einschlägigen Teil 6 der DIN 1055 aufgenommen.

Soweit nicht gesondert erwähnt, gelten die Regelungen für neu herzustellende Bauwerke bzw. Bauteile und für wesentliche Umbauten. Auf bestehende Bauwerke sind in der Regel die dargelegte Methodik sowie ggf. eigens aufgeführte Regelungen anzuwenden.

Die Gliederung von [DIN 1055-9, 2003] sowie stichwortartig die wesentlichen Inhalte gehen aus **Abb. 1** hervor.

- | | |
|-----|---|
| 1 | Anwendungsbereich |
| 2 | Normative Verweisungen (auf direkt mitgeltenden Normen) |
| 3 | Begriffe (Definitionen) |
| 4 | Klassifizierung der Einwirkungen (Unfall-Einwirkung, repräsentativer Wert ist i.a. Bemessungswert ⁹) |
| 5 | Außergewöhnliche Bemessungssituationen (Darstellung mit Risikoszenarien, Wahrscheinlichkeitsbetrachtungen, Restrisiko, zusätzliche Maßnahmen und Strategien zur Risiko-Reduzierung) |
| 6 | Anprall (Charakteristik von Anprall-Vorgängen, Dynamik, Interaktion, Bemessungshinweise) |
| 6.1 | Anprall von Kraftfahrzeugen |
| 6.2 | Außergewöhnliche Einwirkungen an Eisenbahnbetriebsanlagen |
| 6.3 | Anprall von Schiffen |
| 6.4 | Hubschrauberaufprall |
| 6.5 | Anprall von Gabelstaplern |

Abb. 1: Grob-Gliederung der DIN 1055-9 mit wesentlichen Inhalten

Gegenüber [DIN V ENV 1991-2-7, 2000] wird in [DIN 1055-9, 2003] der Anprall von Gabelstaplern normativ geregelt, während Explosionen informativ geregelt sind und nur auf Veranlassung von Bauherr bzw. zuständiger Behörde zu berücksichtigen sind.

2.2 Konzepte und Regelungen

Außergewöhnliche Einwirkungen sind durch eine kurze Einwirkungsdauer gekennzeichnet; ihre Eintrittswahrscheinlichkeit ist während der Nutzungsdauer des Tragwerks gering, wobei ihr Eintreten jedoch zu erheblichen Schäden führen kann. Außergewöhnliche Einwirkungen werden zusammen mit ständigen und veränderlichen Einwirkungen in außergewöhnlichen Bemessungssituationen berücksichtigt (vgl. [DIN 1055-100, 2001]).

Außergewöhnliche Ereignisse sind mit Hilfe von Risikoszenarien darzustellen. Der Umfang der Untersuchungen richtet sich nach den zu erwartenden Folgen, die von dem Ereignis ausgehende Gefährdung für Menschen, die Umweltfolgen und der wirtschaftliche Schaden für die Gesellschaft zu betrachten haben.

Für die bei Bemessung eines Tragwerks anzunehmenden außergewöhnlichen Einwirkungen sind

- die Wahrscheinlichkeit des Auftretens des auslösenden Ereignisses,
- die Gefährdung des Tragwerks,
- die Schutzmaßnahmen zur Vermeidung oder Verringerung der Gefahren,
- die möglichen Folgen eines Schadens oder der Zerstörung des Tragwerks,
- die Höhe des zu akzeptierenden Risikos

zu berücksichtigen. Damit sind die Begriffe „Wahrscheinlichkeit“ und „Risiko“ fester Begriff dieser Normung.

Da ein Tragwerk im Extremfall nicht allen erdenklichen Einwirkungen widerstehen kann und muss, ist ein Restrisiko zu akzeptieren. Werden Nachweise bzw. auch Festlegungen auf der Grundlage von Wahrscheinlichkeitsbetrachtungen geführt, so ist der repräsentative Wert der außergewöhnlichen Einwirkung mit einer Überschreitungs-Wahrscheinlichkeit von weniger als $p_{\bar{u}} = 10^{-4}$ je Jahr für das Bauwerk festzulegen. Diese Regelung geht u.a. auf [ISO 10252, 1995], zurück, die auf ISO-Ebene vergleichbare außergewöhnliche Einwirkungen, wie z.B. Anprall, behandelte. Derartige Festlegungen einer Überschreitungs-Wahrscheinlichkeit finden sich auch in amerikanischen Vorschriften für die Bemessung „kritischer“ (= besonders großer) Brücken, [AASHTO, 1991], aber auch bei verschiedenen anderen außergewöhnlichen Einwirkungen wieder, z.B. bei extremen Bemessungswasserständen für Talsperren, [DIN 19700-11, 2004] oder für die Festlegung von Sicherheitserdbeben bei kerntechnischen Anlagen [RACKWITZ, 1996].

Ist ein Risiko nicht hinnehmbar, werden zusätzliche Maßnahmen erforderlich. Als Maßnahmen und Strategien zur Risikoreduzierung infolge außergewöhnlicher Einwirkungen gelten:

- das Verhindern oder die Reduzierung der Wahrscheinlichkeit des Auftretens der Einwirkung oder der Größe der Einwirkung, als vorrangiges Ziel,
- der Schutz des Tragwerks,
- eine Konstruktion, die bei örtlichem Versagen weder insgesamt noch in wesentlichen Teilen versagt,
- die Konstruktion von wesentlichen, im Hinblick auf außergewöhnliche Einwirkungen besonders zuverlässigen Haupttragteilen,
- Maßnahmen zur Minderung der Folgen bei Versagen eines Tragwerks.

Zur Bemessung von Bauteilen wird die Stoßeinwirkung in der Regel als statische Ersatzlast vorgegeben, die zur Ermittlung eines statischen Gleichgewichtszustandes oder zur Ermittlung von Beanspruchungen in Abhängigkeit vom angestrebten Schutzziel benutzt wird. Die Lastangabe ist dabei als Nennwert anzusehen, der die sonst übliche Bestimmung eines charakteristischen bzw. repräsentativen Wertes nach [DIN 1055-100, 2001] ersetzt. In den meisten Fällen ist dies bei „weichen Stößen“ möglich, also in den Fällen, in denen die Stoßenergie im wesentlichen vom anprallenden Objekt aufgenommen wird. Nur bei sehr hohen Anpralllasten ist die Angabe

einer dynamischen Last sinnvoll, da das dynamische Verhalten beider Stoßpartner im Sinne einer realistischen, aber auch wirtschaftlicheren Bemessung berücksichtigt werden kann. Deshalb sind Stoßlasten für Schiffsanprall unter Abschnitt 6.5, Tabelle 6, dynamische Werte. Sie können, wiederum vereinfacht, mit angegebenen dynamischen Lastfaktoren zu statischen Ersatzlasten oder aber mit ebenfalls angegebenen Stoßlast-Zeitfunktionen innerhalb einer dynamischen Nachweisführung verwendet werden.

Für Bauteile, die dazu dienen, die Stoßenergie durch elastisch-plastische Verformungen zu vermindern, wie z.B. bei Leiteinrichtungen für Eisenbahnfahrzeuge, Schiffe, Gabelstapler, also den Fall eines „harten Stoßes“, darf die zugehörige Einwirkung unter Berücksichtigung des plastischen Widerstands und der Verformungskapazität dieser Bauteile bestimmt werden.

Bei den zu führenden Nachweisen sind die Einwirkungen in die übrige Konstruktion weiterzuverfolgen, bei allgemeinen Hochbauten jedoch nicht für den Nachweis der Gründung.

Die Festlegung der Bemessungs- bzw. Nennwerte in [DIN 1055-9, 2003] erfolgte in Anlehnung an [DIN 1055-100, 2001], Anhang B, überwiegend „historisch“ und „empirisch“, d.h. frühere Regelungen wurden beibehalten oder es wurden Regelungen aus [ENV 1991-2-7, 1998] übernommen. Einzig allein die Bemessungswerte für Schiffsanprall entstammten aus einer Modellbildung unter Anwendung probabilistischer Methoden, vielleicht auch deshalb, weil bisher keine einheitlichen Werte vorlagen und Risikobetrachtungen im Schiffsverkehr langjährige Tradition haben (vgl. [KRAPPINGER/SHARMA, 1974]). Denkbar ist eine Ausweitung derartiger Verfahren, zumal die Fachöffentlichkeit verstärkt Bemessungswerte hinterfragt und hierfür plausible Begründungen gefunden werden müssen.

[ENV 1991-2-7, 1998] sowie alle Nachfolgedokumente bis hin zu [prEN 1991-1-7, 2005] geben sowohl für den mechanischen Anprallvorgang als auch für Wahrscheinlichkeitsmodelle Hinweise und Vorschläge, deren Grundlagen bereits in [CIB-167, 1992] zu finden sind.

3 Der Anprallvorgang

Der Anprallvorgang ist abhängig von der Masseverteilung, dem Verformungsverhalten, den Dämpfungseigenschaften des anprallenden Körpers und des getroffenen Tragwerks sowie von der Geschwin-

digkeit des anprallenden Körpers. Bei dem Anprall handelt es sich um eine Interaktion zwischen dem anprallenden Fahrzeug und dem Bauwerk. Zur Bestimmung der Kräfte an der Anprallstelle sollten Fahrzeug und Bauwerk eigentlich als ein Gesamtsystem betrachtet werden. In der Praxis lassen sich jedoch auch genügend genau entkoppelte Systeme in den Grenzfällen betrachten, etwa wenn sich der anprallende Körper als verformbar und das getroffene Tragwerk als starr verhalten, so dass die Angabe von Ersatzlasten möglich wird wie beim so genannten „weichen“ Stoß. Reagiert das gestoßene Tragwerk verformbar, so ist die Interaktion zu berücksichtigen. Verhalten sich beide Stoßpartner nachgiebig, so bietet sich die Möglichkeit, über die jeweiligen Steifigkeiten die Kontaktkraft und die zugehörigen Deformationen zu bestimmen. Zu welcher Stoßart ein Szenario gehört, hängt vom Verhältnis der Verformungen bzw. Steifigkeit des anprallenden und gestoßenen Körpers ab.

Fahrzeuganprall an Bauwerke in oder neben einem Verkehrsweg hat unterschiedliche Stoßrichtungen, die als Frontalstoß, in der Regel parallel zum Verkehrsweg und damit in Fahrtrichtung gerichtet, und als Flankenstoß, in der Regel senkrecht zum Verkehrsweg und damit quer zur Fahrtrichtung gerichtet, angegeben werden. Speziell bei Schiffsanprall ist ein durch die Gleitreibungswirkung bei Flankenstoß entstehender Reibungsstoß als tangentielle Komponente zu berücksichtigen.

3.1 Mechanische Modelle für Anprall

Die Verhältnisse beim Anprall eines verformbaren Körpers auf einen anderen werden theoretisch durch die Erhaltungssätze von Bewegungsimpuls und Energie bestimmt. Ein einfaches mechanisches Modell für den Anprall liefert [CIB-167, 1992], aber auch [ENV 1991-2-7, 1998]. Unter Annahme eines starren Bauwerks und eines elastisch anprallenden Fahrzeuges beträgt die Obergrenze der Stoßlast:

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m}$$

wobei:

v_r Geschwindigkeit des Objektes bei Anprall;

k äquivalente elastische Steifigkeit des Anprallobjektes;

m Masse des Anprallobjektes

und F jeweils kleiner sein muss als die plastische Grenzlast des stoßenden Körpers. Diese Näherung gilt nur für jeweils kurze Stöße. Für ein tatsächlich elastisch-plastisches Verhalten des anprallenden Objektes sollte eine äquivalente Steifigkeit bestimmt werden.

Die Stoßzeit für eine dynamische Betrachtung lässt sich zurückrechnen über:

$$\Delta t = \sqrt{m/k}$$

Traditionell werden Natur- oder Modellversuche, so genannte Crash-Versuche, zur Bestimmung der Stoßkräfte und der Steifigkeit von anprallenden Fahrzeugen vorgenommen, u.a. [POPP, 1965], [MEIER-DÖRNBERG, 1983], [WOLTER, 2001] (vergl. **Abb. 2** und **Abb. 3**).



Abb. 2: Crash-Versuche LKW an starre Wand, DEKRA (Internet)

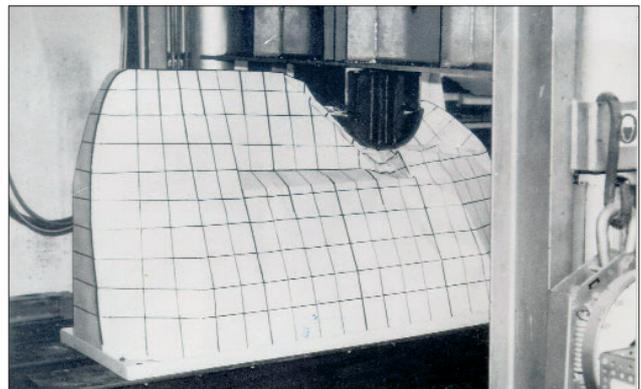


Abb. 3: Modellversuch Schiffsanprall, [MEIER-DÖRNBERG, 1983]

Das o.a. einfache mechanische Modell kann durch in Serie geschaltete Masse-Feder-Elemente verallgemeinert werden, worauf aufwendigere numerische Systeme als Mehr-Massen-Federn-Modelle zur Bestimmung der Stoßkräfte über die Zeit zurückgreifen (**Abb. 4**).

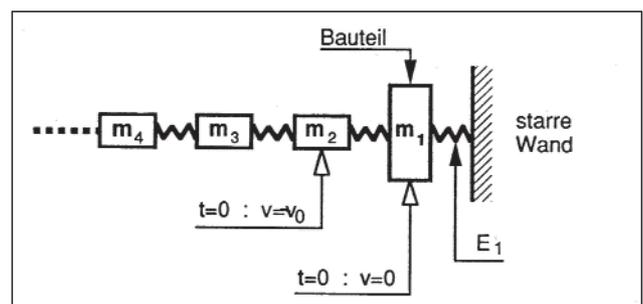


Abb. 4: Mehr-Massen-Federn-Modell

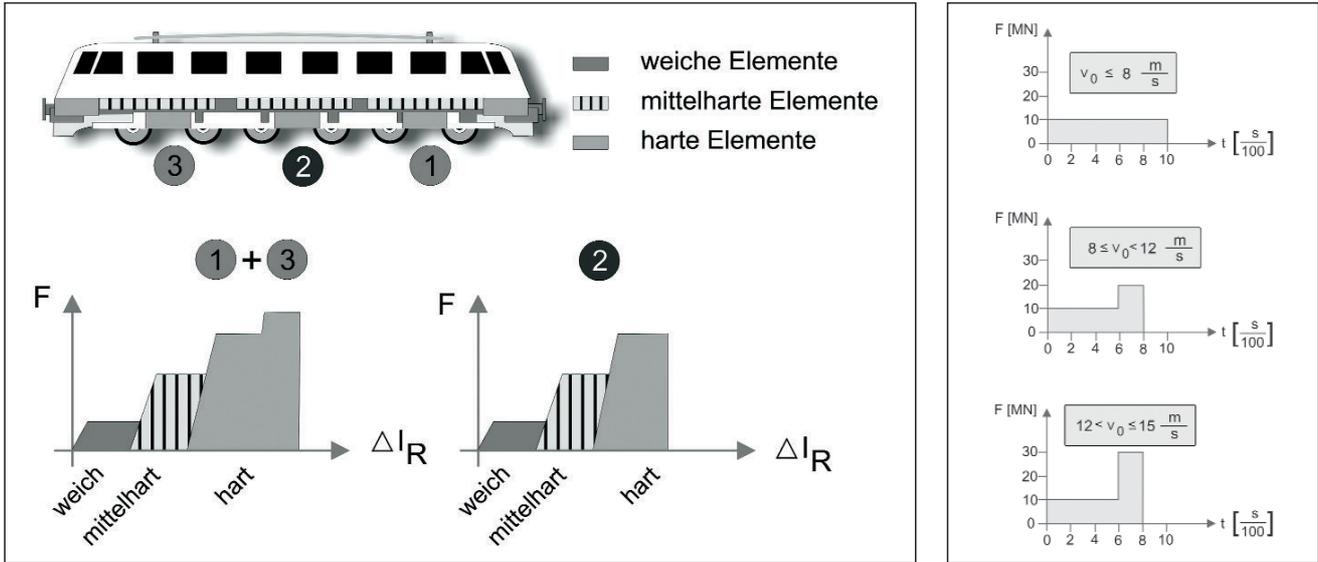


Abb. 5: Numerische Ermittlung der Stoßlast für Lok-Anprall, [GROB, 1992]: a) Kraft-Weg-Funktion (rechts), b) Kraft-Zeit-Funktion (links)

z.B. Pfeiler an ...	max. mechan. Kraft [MN]	Last nach DIN 1055-9 [MN]	Verhältnis [%]
Straße außerorts	10 ¹⁾	1,0 ⁴⁾	10
Eisenbahn, ICE-Strecke	22,8 ²⁾	4,0 / 10,0 ⁴⁾	19 / 48
Wasserstraße Vb	11,5 ³⁾	10,0 ⁵⁾	87

¹⁾ nach WOLF, 2001
²⁾ nach ROSEMEIER, 1998
³⁾ Zwei-Leichter-Schubverband, Masse 4.400 t, v = 14 km/h
⁴⁾ statische Ersatzlast
⁵⁾ dynamische Last

Tabelle 1: Vergleich der für Frontalstoß mechanisch möglichen zu in DIN 1055-9 angegebenen Stoßkräften

Dynamische Kräfte für den Lok-Anprall wurden z.B. mit einem Masse-Feder-Modell unter Berücksichtigung elastoplastischer Federn nach [GROB, 1992] bestimmt (vgl. **Abb. 5**).

Dennoch stellen die mit o.a. Versuchen und Berechnungen ermittelten Stoßkräfte nicht die in Normen und vergleichbaren Regelungen enthaltenen Bemessungswerte dar. Exemplarisch zeigt die Gegenüberstellung in **Tabelle 1**, dass in [DIN 1055-9, 2003] angegebene Stoßkräfte nicht die maximal möglichen mechanischen Stoßkräfte sind, sondern nur einen prozentualen Anteil repräsentieren.

Nun unterscheiden sich die Szenarien für einen Anprall an einen Brückenpfeiler bei den einzelnen Verkehrsarten, z.B. ist der Schienenverkehr spurgeführt und muss vor dem Anprall diese Spurführung verlassen, z.B. hindern ggf. Leitplanken je nach Aufhaltevermögen abirrende Kraft- und Lastkraftfahrzeuge an einem direkten Anprall, z.B. müssen Schiffe vor einem Anprall an einen Pfeiler die oft tiefere Fahrrinne verlassen.

[GROB, 1992] erwähnt, dass aus Unfallauswertungen hervorgeht, dass die Entgleisung von Waggons viel häufiger vorkommt als solche von Lokomotiven, woraus statische Ersatzlasten für Zuganprall von bis zu 6 MN aus dem Szenario Waggon-Anprall resultieren; ebenso, dass die Anprallgeschwindigkeit mit zunehmendem Abstand des gefährdeten Bauteils von der Gleisachse abnimmt, [GROB/HAJDIN/MANDIC, 1993]. [RACKWITZ, 1996] gibt für eine

probabilistisch bestimmte dynamische Stoßkraft für Straßen des Fernverkehrs einen Wert von $F = 2,5$ MN an.

Es liegt nahe, dass zur Festlegung von realistischen Anprall-Bemessungskräften die Wahrscheinlichkeit des Anpralls und seiner Ausprägung von Bedeutung ist, die bisher teilweise „empirisch“ oder teilweise auch durch ein Modell berücksichtigt wurden. Probabilistische Modelle könnten hier auch eine Sicherheitsvergleich der Verkehrssysteme untereinander ermöglichen.

3.2 Kollisionsmodelle

In [CIB-167, 1992] wie auch in [ENV 1991-2-7, 2000] werden prinzipielle Modelle für die Simulation von Kollisions-Wahrscheinlichkeiten für Kraftfahrzeuge, Schiffe und Flugzeuge angegeben (**Abb. 6**). Das Fahrzeug bewegt sich mit einer gewissen Verteilung um eine Kurslinie. Das gefährdete Bauwerk hat einen Abstand zu dieser Kurslinie. Alle Modelle gehen davon aus, dass das betrachtete Fahrzeug sei-

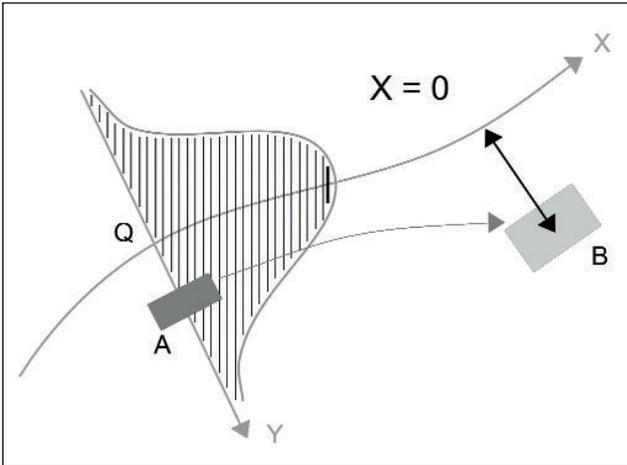


Abb. 6: Kollisions-Modell, [CIB-167, 1992]

nen beabsichtigten Kurs verlässt, weil menschliche Fehlhandlungen oder technisches Versagen vorliegen. Diese Fehler können als inhomogener POISSON-Prozess betrachtet werden mit einer orts- und zeitabhängigen Fehlerrate $\lambda(x,t)$.

$$P_c(T) = 1 - \exp\left(-\int\int\int n(t)\lambda(x,t)P_{cq}(x,y)f_s(y)dx dy dt\right)$$

mit:

- T betrachteter Zeitraum
- N(t) Verkehrsintensität über die Zeit
- $\lambda(x,t)$ zeitabhängige Fehlerrate je Wegeinheit
- $P_{cq}(x,y)$ bedingte Kollisions-Wahrscheinlichkeit
- $f_s(y)$ Verteilung der anfänglichen Fahrzeug-Position

Derartige prinzipielle Modelle sind selten direkt für die Angabe von Wahrscheinlichkeiten oder auf die Bestimmung von Lastgrößen für Einwirkungen anwendbar, sondern bedürfen der Daten und Plausibilisierungen aus Beobachtungen.

Aus den verschiedensten Verkehrs-Bereichen sind Kollisions-Modelle für Kfz-Anprall, Eisenbahn-Anprall, Schiffsanprall, sogar Flugzeug-Aufprall bekannt mit dem Zweck der Bestimmung von Kollisions-Wahrscheinlichkeiten, aber auch von Stoßkräften (z.B. [KRAPPINGER/SHARMA, 1974], [CEB-167, 1992], [GROB, 1992], [RACKWITZ, 1996]).

4 Beispiele für Modelle im Rahmen der DIN 1055-9

Trotz der theoretischen Möglichkeiten gehen nur wenige normative Festlegungen auf nachvollziehbare mechanische oder weitergehende probabilisti-

sche Modelle zurück. Nachfolgend werden exemplarisch die Vorgehensweisen für die Bestimmung der Kräfte aus Schiffsanprall vorgestellt, deren Ergebnisse zu den Festlegungen in [DIN 1055-9, 2003] führten. Im Weiteren werden Modelle als erste Ansätze für die Erklärung anderer Einwirkungen, am Beispiel Parkhauslasten und Trümmer-Ersatzlasten, beschrieben, für die aufgrund von Anfragen aus der Fachöffentlichkeit die Notwendigkeit einer nachträglichen Begründung bestand.

4.1 Kräfte aus Schiffsanprall

Flächendeckende Regelungen für Stoßkräfte aus Schiffsanprall fehlten lange Zeit in Deutschland. Lediglich für den Ansatz von Stoßkräften aus Schiffsstoß für Brückenpfeiler am Rhein existierten seit Ende der 60-er Jahre Werte, [DS 804, 1982]. Mit dem Ausbau von Wasserstraßen in Deutschland und wegen Anfang der 80-er Jahre bekannt gewordenen katastrophalen Schiffskollisionen mit Brücken im Ausland wurde die Thematik Schiffsstoß auf Bauwerke für Binnenschiffe bearbeitet [MEIER-DÖRNBERG, 1983], [KUNZ, 1990]. Als Grundlage wurden die mechanischen Gesetzmäßigkeiten eines Schiffsstoßes auf Bauwerke mit Hilfe von statischen und dynamischen Modellversuchen für verschiedene Schiffstypen erarbeitet [MEIER-DÖRNBERG, 1983]. Das Kraft-Verformungs-Verhalten eines typischen ungünstigen Schiffsbugs ließ sich danach mit einer bilinearen Kennlinie beschreiben (Abb. 7).

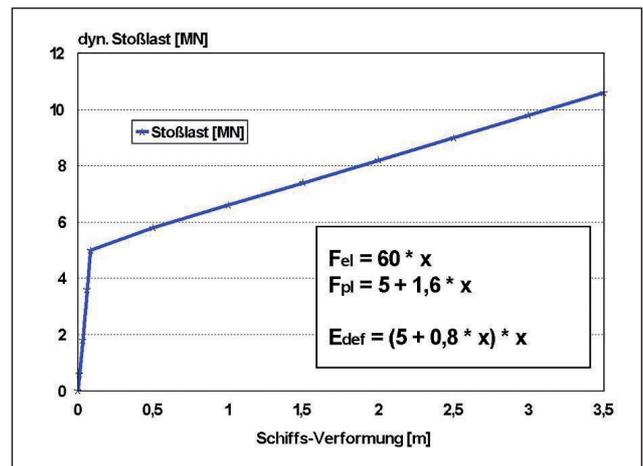


Abb. 7: Kraft-Verformungs-Kennlinie Schiffsbug, MEIER-DÖRNBERG, 1983.

Die dynamische Stoßkraft F_{dyn} in MN wird berechnet bei $E_{def} \leq 0,21$ MNm über:

$$F = 10,95 * \sqrt{E_{def}}$$

und bei $E_{def} > 0,21$ MNm über:

$$F = 5,0 * \sqrt{1 + 0,128 * E_{def}}$$

E_{def} ist dabei die jeweilige Deformationsenergie für Frontal- bzw. Flankenstoß in MNm. Deformationsenergie bedeutet eigentlich die Anprallenergie, die mangels Wissen um die tatsächliche Anprallgeschwindigkeit als Näherung mit der Bewegungsenergie abgeschätzt werden kann. Modelle können hier jedoch die Anprallenergie besser berücksichtigen.

Ebenso konnten typisierte Stoßkraft-Zeitfunktionen der Schiffsstoßkraft für dynamische Nachweisführungen entwickelt werden (Abb. 8). Für die dynamische Analyse sind anzusetzen:

- eine halb-sinusförmige Stoßlastzeitfunktion, falls die dynamische Stoßlast F_{dyn} den Wert 5 MN nicht überschreitet (Stoß elastisch),
- eine trapezförmige Stoßlastzeitfunktion, falls die dynamische Stoßlast F_{dyn} den Wert 5 MN überschreitet (Stoß plastisch).

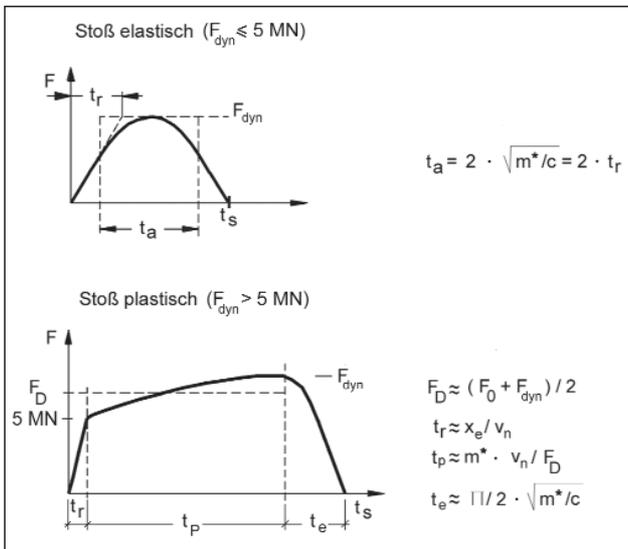


Abb. 8: Stoßlast-Zeit-Verläufe für Stoß elastisch und Stoß plastisch, vgl. auch Abb. 9 in [DIN 1055-9, 2003]

Eine neuere Überprüfung der Kraft-Verformungs-Kennlinie mit modernen numerischen Methoden bestätigte größtenteils die früheren Modellversuche [BIEHL/KUNZ, 2005].

Im Bereich von Havariekräften wurde seltenst mit festen Werten gerechnet noch so genannte Überlagerungen von ungünstigen deterministischen Werten vorgenommen, weil hier – durch die Größe der Kräfte – immer auch der Wirtschaftlichkeitsaspekt, zum Teil auch in Risikoanalysen, berücksichtigt wurde. Dies führte schon früh auf Methoden hin, die eine Wahrscheinlichkeitsaussage ermöglichen [KUNZ, 1990]. Die Art der die Stoßkraft bzw. Stoßenergie beeinflussenden Größen, hier am Beispiel des Schiffsanpralls, ist natürlichen bzw. verkehrlichen Streuungen unterworfen, weshalb die Beschreibung der Einflussgrößen durch Verteilungen nahe liegt.

Verteilungen können dabei statistisch aus der Auswertung von Beobachtungen oder Simulationen gewonnen werden oder – wenn Daten nicht vorliegen – hilfswise bzw. auch vorübergehend aus Experten-schätzungen.

Für die Behandlung des Schiffsanpralls von Binnenschiffen wurde ein Last-Modell mit einem Kollisions-Modell verknüpft, um eine Verteilung wahrscheinlicher Stoßlasten zu erhalten, mit der dann über einen anerkannten Risikowert der Bemessungswert bestimmt werden kann. Die Verteilung wahrscheinlicher Stoßlasten ermöglicht im Umkehrschluss wiederum die Bestimmung der Zuverlässigkeit untersuchter Bauwerke bzw. Bauteile bei gegebenen aufnehmbaren Kräften.

Im Last-Modell für Schiffsanprall sind als Einflussgrößen enthalten:

- die Steifigkeit von Schiffsbugs, die hier deterministisch durch die Kraft-Verformungs-Kennlinie nach [MEIER-DÖRNBERG, 1983], die eher steife Bugstrukturen abbildet, angesetzt wird,
- die Massenverteilung der auf einer Wasserstraße verkehrenden Schiffe, die aus Zählungen und Prognosen erhältlich ist (Abb. 9),
- die Geschwindigkeitsverteilung der verkehrenden Schiffe, die zum Teil auch von Örtlichkeiten und hydrologischen Gegebenheiten abhängig ist, aus Schiffsbeobachtungen und Zeitaufschreibungen,
- die Verteilung der Anprallwinkel zur Bestimmung der Flankenstoßkraft-Wahrscheinlichkeiten,
- die Verteilung der Schwere eines Anpralls, die anfangs eine zusammenfassende Dummy-Funktion aus dem Vergleich zwischen den aus Anprall-Rekonstruktionen bestimmten theoretischen Kräften und den tatsächlich nachvollzogenen Kräften an den getroffenen Bauwerken hatte, mittlerweile aber durch Verteilungen von weiteren Havarie-Szenarien und -effekten beschrieben werden kann.

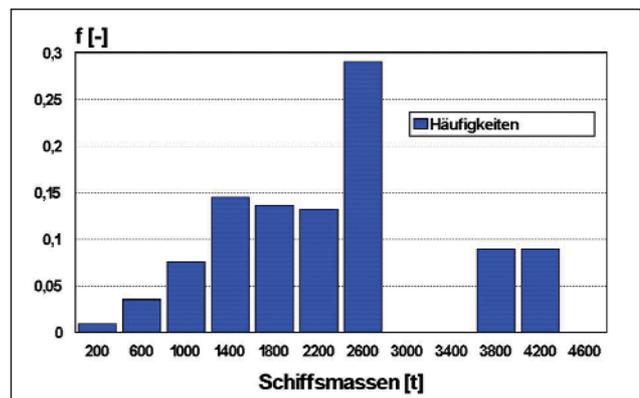


Abb. 9: Beispielhafte Verteilung der Schiffsmassen

Über Gewichtungen wird hierbei auch die unterschiedliche Unfallbeteiligung von Schiffsgattungen berücksichtigt. Das Ergebnis der Verknüpfung dieser unterschiedlichen Verteilungen ist eine Stoßkraft-Verteilungsfunktion, die die Wahrscheinlichkeit der Stoßkraft unter der Voraussetzung, dass es zu einer Kollision kommt, angibt (**Abb. 10**).

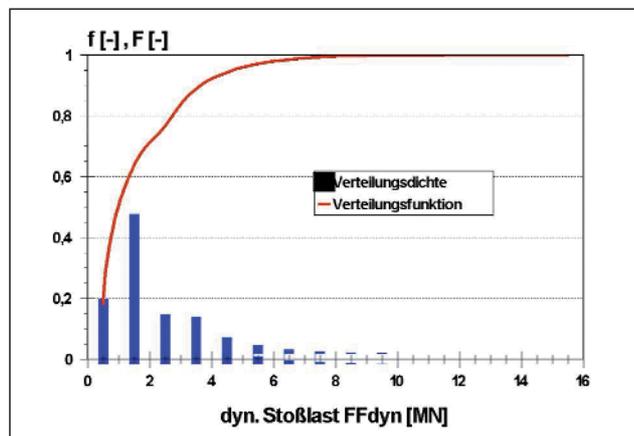


Abb. 10: Exemplarische Stoßlast-Verteilungsfunktion

Die Wahrscheinlichkeit einer Kollision wird wiederum über ein Kollisions-Modell bestimmt, das die Geometrie von Wasserstraße und Bauwerk, die Fahrlinie sowie das Stoppvermögen der Schiffe abbildet. Ein binnenwasserstraßen-spezifisches Kollisions-Modell zeigt **Abb. 11** auf der Grundlage der mathematischen Beschreibung mit:

$$\lambda = \sum N_i * (d\lambda x/ds) * W_1(s) * W_2(s) ds$$

wobei

λ die jährliche Kollisions-Rate

$\sum N_i$ die jährliche Anzahl passierender Schiffe, ggf. nach Klassen unterteilt

$(d\lambda x/ds)$ die streckenbezogene Unfallrate

$W_1(s) = F_\varphi(\varphi_1) - F_\varphi(\varphi_2)$, die bedingte Wahrscheinlichkeit eines Kollisionsweges,

$W_2(s) = 1 - F_x(s)$, die bedingte Wahrscheinlichkeit, dass die Kollision nicht vermieden werden kann,

sind.

Die streckenbezogene Unfallrate wird aus Beobachtungen statistisch ausgewertet, wobei z.B. nur für eine mögliche Brücken-Kollision relevante Unfälle zählen. Die Vermeidung einer Kollision hängt wesentlich vom Stopp-Vermögen der Schiffe ab, die aufgrund von Zulassungsversuchen in Abhängigkeit der Antriebsleistung und der technischen Ausstattung bestimmt werden können.

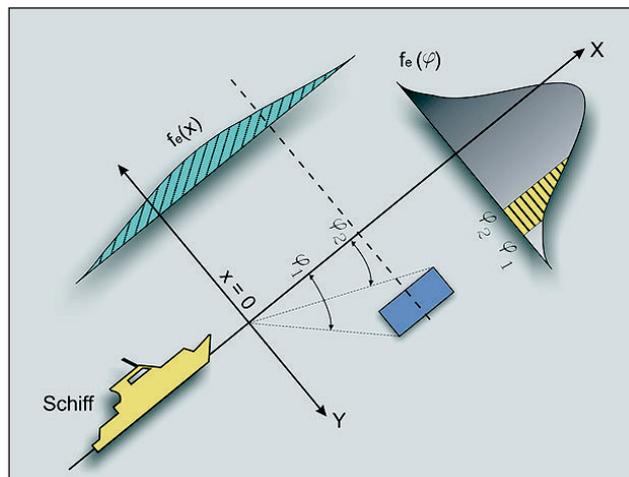


Abb. 11: Kollisions-Modell für Binnenwasserstraßen

Da Unfälle im Allgemeinen einer POISSON-Verteilung unterliegen, was für Schiffsunfälle nachgewiesen wurde [KUNZ, 1993] und die Zeitabstände zwischen Unfällen negativ – exponential – verteilt sind, gilt:

$$f_X(t | \lambda) = \lambda * \exp[-\lambda * t]$$

$$F_T(t | \lambda) = 1 - \exp[-\lambda * t]$$

Die Wahrscheinlichkeit der Stoßlast während eines Zeitintervalls wird beschrieben unter Verwendung der Verteilungsfunktion der Zeitabstände zwischen den Ereignissen. Mit $F_P(F)$ als der Verteilungsfunktion der Stoßlast folgt:

$$F_T(t) = 1 - \exp[-\{1 - F_P(F)\} \int_0^t \lambda(t) dt]$$

$$F_T(t | \lambda) = 1 - \exp[-t / t_R]$$

wobei

$$t_R = (1 * \{1 - F_P(F)\})^{-1}$$

das Wiederkehrintervall einer speziellen Stoßlast ist.

Die Transformation in eine dimensionslose Form liefert:

$$\lambda \cdot t_R = \frac{1}{1 - F_P(F)}$$

und ermöglicht eine einseitig dimensionslose Darstellung (**Abb. 12**).

Nach Ermittlung der objektspezifischen Kollisionsrate λ sowie der Festlegung der mittleren Zeit zwischen den unerwünschten Versagensereignissen t_R , derzeit angegeben gemäß [DIN 1055-9, 2003] mit $p_{\ddot{u}} = 10^{-4}$ je Jahr für das Bauwerk, was einem $t_R =$

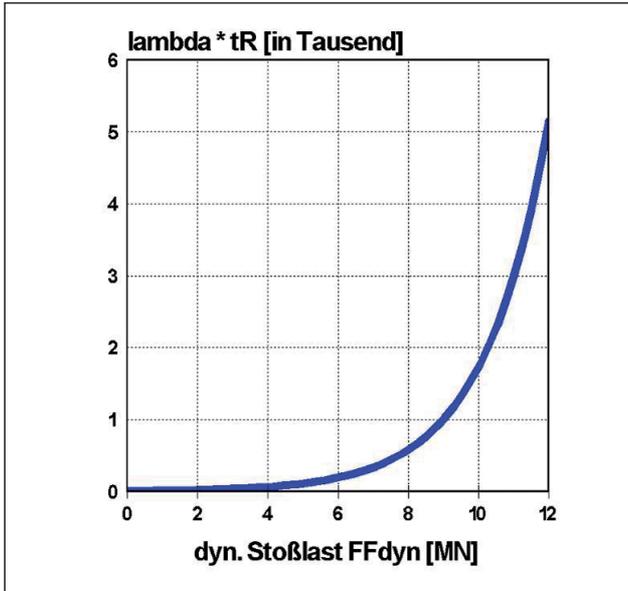


Abb. 12: Funktion der Stoßlast (Beispiel)

10.000 a entspricht, ergibt sich die für die Bemessung anzusetzende dynamische Stoßlast. Über eine Gewichtung wird sichergestellt, dass in Abhängigkeit von der Anzahl der gefährdeten Bauteile eines Bauwerks die Zielgröße $p_{\bar{u}} = 10^{-4}$ je Jahr für das Bauwerk eingehalten wird. Sämtlichen Daten liegen weitestmögliche Prognosen in die Zukunft zugrunde.

Eine Vielzahl durchgerechneter Brücken-Objekte an Wasserstraßen mit der Ermittlung von Stoßlasten durch die Bundesanstalt für Wasserbau legte es seinerzeit nahe, die Daten zu gruppieren, um sie regelwerksgerecht aufzubereiten. Die Klassifizierung der Binnen-Wasserstraßen bot dabei eine pragmatische Möglichkeit, eine Angabe von typischen Schiffsstoßlasten nach Wasserstraßenklasse in der Regel so vorzunehmen, dass der jeweils ungünstige Wert festgeschrieben wurde (vgl. Tabelle 6 in [DIN 1055-9, 2003]). Die Stoßlastwerte sind in der Größenordnung ähnlich zu Regelungen benachbarter europäischer Länder, in denen Binnenschifffahrt eine Bedeutung hat.

4.2 Kräfte aus Kfz-Anprall in Parkhäusern

In [DIN 1055-9, 2003] sind neuerdings die Anpralllasten in Parkgaragen für Personenkraftfahrzeuge < 25 kN Gesamtgewicht aufgeführt mit einem Ersatzlastwert für Frontalstoß von $F = 40$ kN, vgl. [DIN 1055-9, 2003], Tabelle 1, Zeile 12. Sie wurden gegenüber früher erhöht und entsprachen [DIN V ENV 1991-2-7, 2000]. Derzeit sind in [prEN 1991-1-7, 2005] als Anhaltswert $F = 50$ kN vorgesehen. Modelle, die in informativen Anhängen zu [DIN V ENV 1991-2-7, 2000], aber auch [prEN 1991-1-7, 2005] aufgeführt sind, liefern noch deutliche höhere Stoßlasten, die zudem noch dynamische Lasten sind und als vergleich-

bare statische Ersatzlasten in der Regel noch größere Werte annehmen dürften. Einschlägig wird der dynamische Vergrößerungsfaktor von 1,4 empfohlen, wenn eine dynamische Berechnung nicht durchgeführt wird [RACKWITZ, 1996; prEN 1991-1-7, 2005]. Die in [DIN 1055-9, 2003] angegebene statische Anpralllast in Parkhäusern entspricht damit einer dynamischen Last von $40 / 1,4 = 28$ kN.

Die Positionierung der in [DIN 1055-9, 2003] getroffenen Entscheidung, zwischenzeitlich vermehrte Anfragen der deutschen Fachöffentlichkeit nach der Größen-Zunahme dieser Anpralllast sowie die Vorbereitung eines Nationalen Anwendungs-Dokumentes auf die künftige EN 1991-1-7 (vgl. Abschnitt 5) lassen eine Modellbildung für Kräfte aus Kfz-Anprall in Parkhäusern sinnvoll erscheinen.

Mit dem vereinfachten Lastmodell nach Abschnitt 3.1 wurden dynamische Stoßlasten für unterschiedliche Fahrzeug-Massen und die zwei Geschwindigkeiten $v = 10$ km/h und $v = 20$ km/h berechnet. Als äquivalente Fahrzeugsteifigkeit wurde die in [DIN V ENV 1991-2-7, 2000] angegebene Steifigkeit $k = 300$ kN/m verwendet (Abb. 13). Die Darstellung zeigt, dass nach diesem rein mechanischen Modell selbst leichte Fahrzeuge die o.a. Last in der Norm überschreiten.

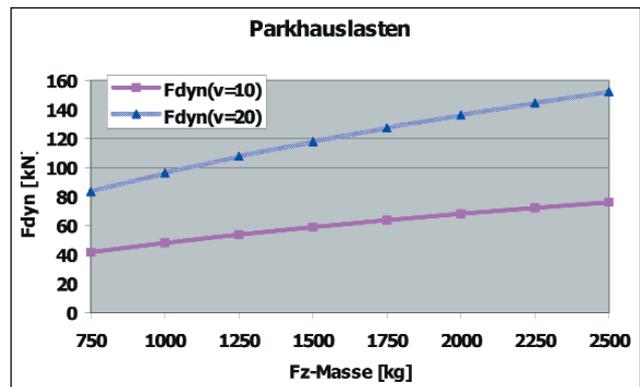


Abb. 13: Dynamische Stoßlasten in Parkhäusern als Funktion der Fahrzeugmasse und -geschwindigkeit

Betrachtet man nun die Fahrzeuge in einem Parkhaus bezüglich ihrer Massen als verteilt an, nimmt hierzu hilfswise die Anteile der Fahrzeuge aus der amtlichen Zulassungs-Statistik sowie die Massen aus Hersteller-Angaben, so zeigt die Verteilungsfunktion deutlich, dass eine dynamische Last von $F = 28$ kN, entsprechend einer statischen Ersatzlast von $F = 40$ kN, nur einem Quantilwert von $p < 5\%$ entspricht (Abb. 14).

Es wird deutlich, dass zur Verifizierung von als vernünftig erachteten Anpralllasten aus Kraftfahrzeugen in Parkhäusern die Modellbildung hinsichtlich der mechanischen Vorgänge verfeinert und ggf. auch

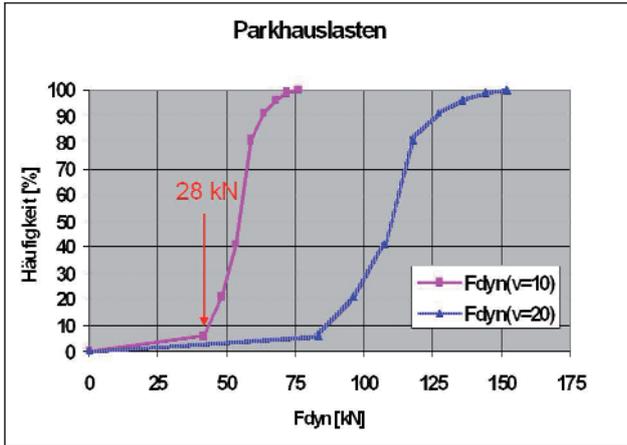


Abb. 14: „Einfache“ Häufigkeitsfunktion für Anpralllasten durch PKW in Parkhäusern

um ein Kollisions-Modell ergänzt werden müsste. Erfahrungen von Parkhaus-Betreibern könnten ebenfalls einfließen. Derzeit lässt sich jedoch die Größe der in [DIN 1055-9, 2003] angegebenen Last nicht in Abrede stellen.

4.3 Trümmerersatzlasten

Trümmerersatzlasten sind eine besondere Lastannahme aus dem Bereich des Eisenbahnwesens. Ursprünglich in [DS 804, 1982] enthalten, wurden sie mit anderen Regelungen und konstruktiven Empfehlungen zu außergewöhnlichen Einwirkungen in die [DIN 1055-9, 2003] übernommen, vgl. dort Tabelle 5. Trümmerersatzlasten sind bei Überbauungen von Bahnanlagen zusätzlich zum Eigengewicht, zur Verkehrslast und zu sonstigen dauernd wirkenden Lasten anzusetzen, um im Sinne der Sicherung für Hauschutzräume eine Freihaltung des Verkehrsweges sicherzustellen.

Die als gleichmäßig verteilte vertikale Trümmerersatzlasten p_v mit Werten $p_v = 10 \text{ kN/m}^2$ für $n \leq 5$ Vollgeschosse und $p_v = 15,0 \text{ kN/m}^2$ für $n > 5$ Vollgeschosse waren in der Fachöffentlichkeit hinterfragt worden.

In einem rein mechanischen Modell waren gemäß den System-Schaubildern in Tabelle 5 der [DIN 1055-9, 2003] typische Bauwerksabmessungen für eine einzellige Überbauung mit $n \leq 5$ Vollgeschossen angenommen worden. Wandstärken, Deckendicken und die Wichte für bewehrten Beton wurden als feste Werte angesetzt, während die Spannweite der Decken und die Anzahl der Geschosse variiert wurden (Abb. 15). Das Unfall-Szenario beinhaltete, dass das Eigengewicht von Decken und Wänden auf die den Verkehrsweg „Eisenbahn“ sichernde Decke stürzt.

Wie ersichtlich, sind die in [DIN 1055-9, 2003] angegebenen Werte durchaus realistisch. Unberück-

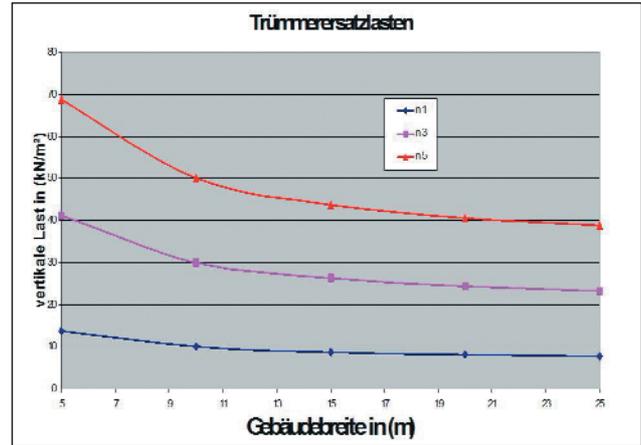


Abb. 15: Trümmerersatzlasten in Abhängigkeit von Gebäudebreite und Anzahl der Geschosse

sichtigt blieben Szenarien, wobei Teile der Überbauungen aus der Gebäudebegrenzung heraus geschleudert werden. Unberücksichtigt blieben ferner wegen fehlender Daten bzw. nicht vorhandener Experten-schätzungen Wahrscheinlichkeitsüberlegungen.

5 Ausblick auf DIN EN 1991-1-7

Die Überführung der europäischen Vornorm ENV 1991-2-7 in eine EN hat mit der Herausgabe der prEN 1991-1-7 (2005-09) stattgefunden. Die nationalen Sprachfassungen werden derzeit erarbeitet. Wie bei vergleichbaren ENs sind Werte bzw. auch Methoden häufig als so genannte „national determined parameter“, NDP, nur als Empfehlung angegeben, die national nach den Bedürfnissen festgelegt werden dürfen. Diese nationale Festlegung findet dann im jeweiligen nationalen Anhang zu der EN statt. Mit der Erarbeitung des NAD zur EN 1991-1-7 wurde begonnen, eine Fertigstellung wird für Herbst 2007 angestrebt.

Die Existenz der [DIN 1055-9, 2003] hatte in der zurückliegenden Zeit geholfen, als referenzierbares Dokument die deutschen Belange in die EN 1991-1-7 einzubringen. Viele Regelungen stimmen mit den deutschen Vorstellungen überein. Insbesondere der erstmals europäisch geregelte „Schiffsanprall“ konnte durch die deutsche DIN 1055-9 maßgeblich mit bestimmt werden. EN 1991-1-7 wird darüber hinaus u. a. als Folge der Anschläge zum 11. September 2001 auf das World Trade Center erweiterte Regelungen zur Robustheit von Bauwerken enthalten, die es bislang im deutschen Raum so nicht gegeben hat.

Eine DIN EN 1991-1-7, Außergewöhnliche Einwirkungen, könnte dann in 2010 die jetzige [DIN

1055-9, 2003] ablösen, wobei gravierende Änderungen nicht zu erwarten sein werden.

6 Zusammenfassung

Innerhalb der neuen Reihe DIN 1055, Einwirkungen auf Tragwerke, ist mit [DIN 1055-9, 2003] erstmals ein eigenständiger Normenteil zu außergewöhnlichen Einwirkungen, in der Regel sind dies Unfalllasten, aber auch Lasten aus Explosionen und Detonationen, erschienen. Außergewöhnliche Einwirkungen haben bezüglich der Last eine sehr kurze Einwirkungszeit und treten definitionsgemäß sehr selten auf. Daher sind sowohl mechanische Modelle als auch probabilistische Modelle zur Beschreibung dieser Einwirkung probate Methoden. Sowohl Last- als auch Kollisions-Modelle können dabei wahrschein-

lichkeitstheoretische Elemente beinhalten. Die Behandlung des Schiffsanpralls ist derzeit eine der wenigen außergewöhnlichen Einwirkungen, bei denen eine Modellbildung auf neuem Stand zu normativen Festlegungen in [DIN 1055-9, 2003] geführt hat und in dem Beitrag entsprechend dargestellt wurde. Für weitere außergewöhnliche Einwirkung existieren prinzipielle Modelle, auf die aber im Rahmen der Normung noch nicht explizit zurückgegriffen wurde. Modelle, die Daten aus dem eigenen nationalen Erfahrungsbereich nutzen, tragen zur Bestimmung von ingenieurmäßig realistischen Kraftgrößen für Einwirkungen bei und sensibilisieren, in Verbindung mit Betrachtungen zur Auswirkung, für wirtschaftliche Lösungen. Probabilistische Modelle helfen darüber hinaus, die Zuverlässigkeit von Bauwerken und Systemen untereinander zu vergleichen. Im Weiteren erlauben sie Risikobetrachtungen, die nach [DIN 1055-9, 2003] explizit zugelassen sind.

7 Literatur

- [AASHTO, 1991] Guide Specification and Commentary for Vessel Collision design of Highway Bridges. Volume I: Final Report, American Society of State Highway and Transportation Officials, February 1991.
- [BIEHL/KUNZ, 2005] Kollisionen von Binnenschiffen und Brückenbauwerken: Simulation und Ermittlung von Last-Verformungsbeziehungen. In: Tagungsverband der 100. Hauptversammlung der Schiffbautechnischen Gesellschaft e.V., Berlin, 18. November 2005.
- [CIB-167, 1992] CIB W 81, Accidental Actions, Publication 167, Rotterdam 1992. DIN 1055-9, 2003 Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen, Ausgabe 2003-08
- [DIN 1055-100, 2001] Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, Ausgabe 2001-03
- [DIN 19700-11, 2004] Stauanlagen, Teil 11. Talsperren. Ausgabe 2004-07.
- [DIN V ENV 1991-2-7, 2000] Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2-7: Einwirkungen auf Tragwerke – Außergewöhnliche Einwirkungen, Deutsche Fassung ENV 1991-2-7, 2000-07
- [DS 804, 1982] Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke. Deutsche Bundesbahn, 1982.
- [ENV 1991-2-7, 1998] Eurocode 1: Basis of design and actions on structures – Part 2.7: Actions on structures – Accidental actions due to impact and explosions
- [GROB, 1992] Beitrag zu Entwurf und Bemessung von Tragwerken bei Gefährdung durch Zusanprall. In: Bauingenieur 67 (1992), S. 365-370.
- [GROB/HAJDINMANDIC, 1993] Beitrag zum dynamischen Verhalten von Zügen nach der Entgleisung. In: Bauingenieur 68 (1993), S. 501-507.
- [HÄUSLER, 2006] Die neuen Normen der Reihe DIN 1055 und ihre bauaufsichtliche Behandlung.
- [ISO 10252, 1995] Basis for design of structures – Accidental action due to human activities. Working Group TC 98/SC 3/WG, Draft Proposal, 1995.
- [KRAPPINGER/SHARMA, 1974] Sicherheit in der Schiffstechnik. In: Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft 68 (1974), S. 329-355.
- [KUNZ, 1990] Risikoorientierte Last-Konzeption für Schiffsstoß auf Bauwerke. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (1990) Nr. 67.
- [KUNZ, 1993] Beurteilung der Sicherheit von Brücken hinsichtlich Schiffsstoß. Zeitschrift für Binnenschifffahrt und Wasserstraßen Nr. 6, 1994, Verlag Hansa, Hamburg.
- [KUNZ, 1998] Ship bridge collision in river traffic, analysis and design practice. In: Proceedings of the International Symposium on Advances in Ship Collision, Copenhagen/Denmark, 10 - 13 May 1998, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [KUNZ, 2006] Schiffsanprall auf Brücken nach DIN 1055-9, BAW-Brief Nr. 1 – März 2006; siehe: www.baw.de/Publikationen
- [MEIER-DÖRNBERG, 1983] Schiffskollisionen, Sicherheitszonen und Lastannahmen für Bauwerke der Binnenwasserstraßen. In: VDI-Berichte Nr. 496, 1983, S. 1 – 9.
- [POPP, 1965] Untersuchungen über den Stoßverlauf beim Aufprall von Kraftfahrzeugen auf Stützen und Rahmenstiele aus Stahlbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 172, 1965.
- [prEN 1991-1-7, 2005] Final Draft Accidental Actions, 2005-09.
- [RACKWITZ, 1996] Einwirkungen. In: Der Ingenieurbau – Grundwissen (Hrsg. G. Mehlhorn), Band: Tragwerkszuverlässigkeit/Einwirkungen, Verlag Ernst & Sohn, 1996.
- [ROSEMEIER, 1998] Zum Seitenstoßproblem von Brückenstützen in der Nähe von Schnellbahnen. In: Die Bautechnik (75) 1998, Heft 10, S. 821-822.
- [WOLF, 2001] Prüfung und Wertung der Anpralllasten von Kraftfahrzeugen gegen Bauwerke aus der E-DIN 1055-9. Diplomarbeit am Institut für Massivbau der TU Dresden, 2001 (unveröffentlicht). Kurzfassung in www.tu-dresden.de/biwitb/mbau/lehre/diplom/abstracts/d800.
- [WOLTER, 2001] Kollisionssichere Schienenfahrzeuge – Anforderungen, Auslegungsgrundlagen und erste Ergebnisse. In: ETR – Eisenbahntechnische Rundschau 50 (2001) Nr. 4, S. 192-200.

Die neue DIN 1055, Teil 5 – Schnee- und Eislasten

Die neue deutsche Norm entspricht im Wesentlichen dem künftigen Eurocode 1, Einwirkungen

Schon mehrere Male haben wir in dieser Zeitschrift über den jeweiligen Stand der Bearbeitung und auf die künftigen Inhalte der zehn Teile der DIN 1055 (Einwirkungen auf Tragwerke) aufmerksam gemacht. Hier nun kommt eine kurze Zusammenfassung des neuen Teils 5 (Schnee- und Eislasten), der weitgehend der europäischen Vornorm (ENV) entspricht, womit klar sein dürfte, dass die deutsche Bauwirtschaft und die deutschen Ingenieure nach der verbindlichen Einführung des Eurocode 1 (Einwirkungen) nur noch geringe Abweichungen in Bezug auf die Berechnung der Schnee- und Eislasten zu erwarten haben dürften. Den Schluss dieses Beitrages bildet ein kurzer Blick auf den Teil 6 dieser Norm, der die Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter zum Inhalt hat.

Dr.-Ing. Günter Timm



war als Beratender Ingenieur von 1971 bis 2005 Partner im Ingenieurbüro WINDELS TIMM MORGEN (Hamburg); seit 1975 Prüflingenieur für Baustatik (Stahlbau, Massivbau und Holzbau); in verantwortlichen Positionen Mitglied zahlreicher Verbände, Fachgremien und Normenausschüsse.

1 Allgemeine Hinweise

Grundlage ist die DIN EN V 1991-2-3

Gegenüber DIN 1055, Ausgabe 1975, werden nicht nur die Schneehöhen, sondern die Wasseräquivalente gemessen

- Semiprobabilistisches Sicherheitskonzept
- Einführung eines Sockelwertes der Schneehöhe (Schneezonenkarte vereinfacht), damit ist nicht an allen Orten der charakteristische Wert erfüllt
- Überarbeitete Schneezonenkarte
- Lastbilder und Formbeiwerte werden definiert
- Annahme charakteristischer Eislasten mit vergrößerten Windangriffsflächen

DIN 1055, Teil 5, entspricht weitgehend der europäischen ENV, folglich geringe Abweichungen bei Einführung der ENV

Europäisches Konzept der Wiederkehrperiode 50 Jahre (98 %-Fraktile)

Angrenzende Nachbargelände haben vergleichbare Schneehöhen

Grundwert der Schneelast s_K auf Boden kartiert

Neben verschiedenen Dachformen ist Schneesackbildung aufgenommen

1.1 Anwendungsbereich

- Gilt für bauliche Anlagen, in der Regel bis 1.500 m über NN
- Natürliche Schneelastverteilungen
- Für künstliche Anhäufungen gesonderte Betrachtung
- Lastmindernde Einflüsse, z.B. infolge Wärmedurchgang durch die Dachhaut, wird nicht berücksichtigt

Normative Verweisungen

- DIN 1055, Teil 100, Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln
- DIN 1055, Teil 4, Windlasten

Klassifikation der Schneelast

- Charakteristischer Wert der Schneelast s_k (spez. Wichte $\gamma = 2 \text{ KN/m}^3$)

2 Schneelasten, Formbeiwerte

Schneelast s_k auf dem Boden

- Charakteristische Werte für regionale Zonen

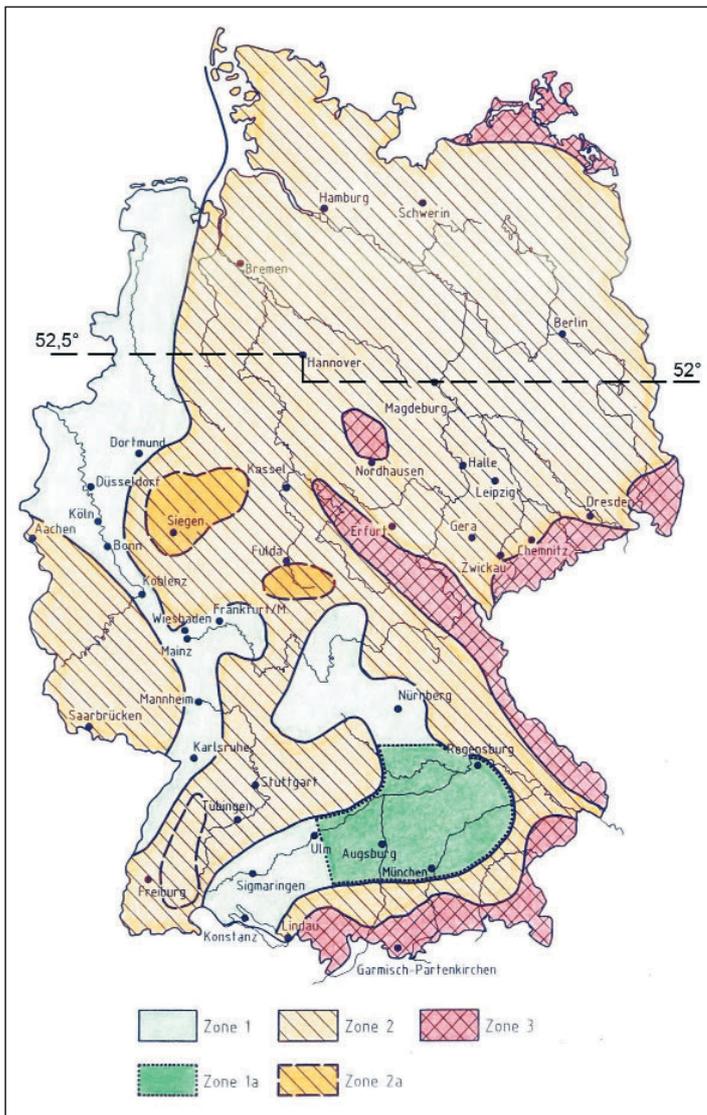


Abb. 1: Schneelastzonenkarte

Zone	Charakteristischer Wert in kN/m^2	Mindestwert
1	$s_k = 0,19 + 0,91 \left(\frac{A+140}{760} \right)^2$	0,65
2	$s_k = 0,25 + 1,91 \left(\frac{A+140}{760} \right)^2$	0,85
3	$s_k = 0,31 + 2,91 \left(\frac{A+140}{760} \right)^2$	1,10

s_k = Charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden

A = Geländehöhe über dem Meeresspiegel in m

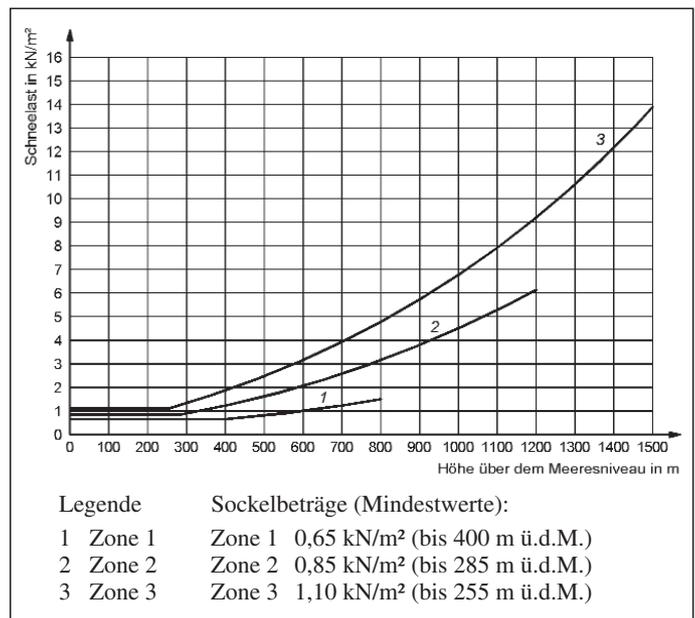


Abb. 2: Charakteristischer Wert der Schneelast s_k auf dem Boden

Sondergebiete mit außergewöhnlichen Schneelasten

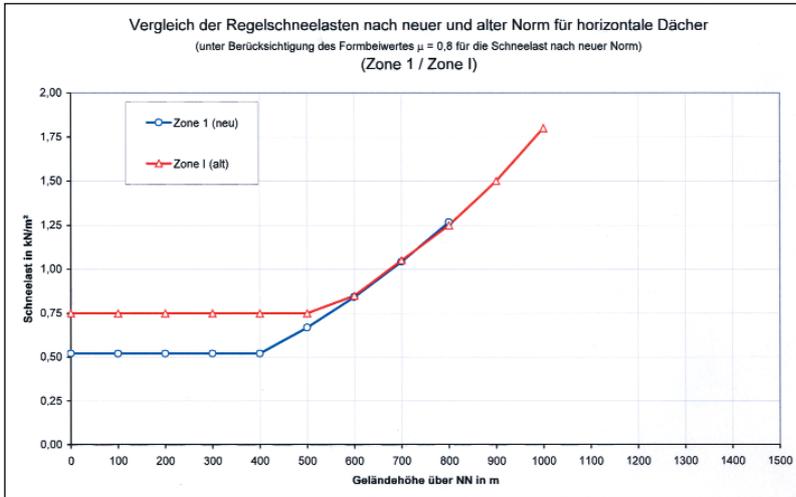
- Norddeutsches Tiefland
Höhere Schneelasten als außergewöhnliche Einwirkungen
- Betroffen sind hiervon die Regionen nördlich des 52. bzw. 52,5. Breitengrades
- Sofern örtlich keine zusätzlichen Festlegungen für Städte oder Gemeinden getroffen werden, sind folgende Nachweise nach DIN 1055-100 zu führen:
 1. Für ständige und vorübergehende Bemessungssituation

$$E_d = 1,35 G_k + 1,5 \times \mu \times s_k \leq R_d = R_k / \gamma_R$$
 mit $\gamma_R = 1,1$ bei Stahl und $\gamma_R = 1,3$ bei Beton
 2. Für außergewöhnliche Bemessungssituation

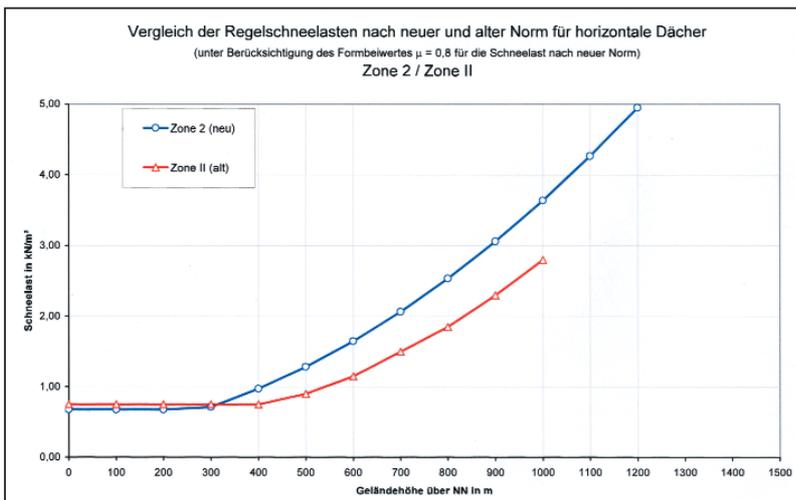
$$E_{dA} = 1,0 G_k + 1,0 \times \mu \times A_{k,S} \leq R_k / \gamma_{RA}$$
 mit z.B. Teilsicherheitsbeiwert für Beton 1,1

$$A_{k,S} = 2,3 \times s_k$$

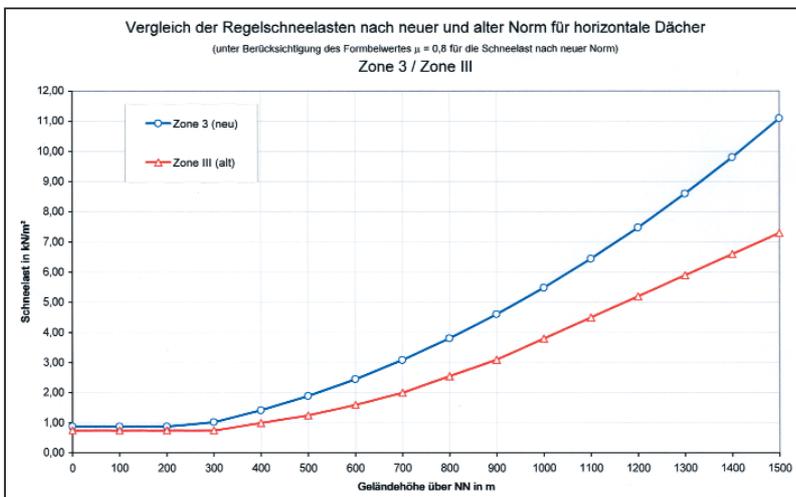
Vergleich alter und neuer Schneelasten auf dem Dach ($\mu_i = 0,8$; $S_i = 0,8 \times s_k$)



Schneelast Zone 1



Schneelast Zone 2



Schneelast Zone 3

■ Windzonen 3 und 4
Im Bereich Nord- und Ostseeküsten und Inseln darf auf die Kombination in den Schneelastzonen 1 und 2 mit Schnee verzichtet werden.

■ Zone 3
Begrenzte Bereiche mit höheren Schneelasten (Oberharz, Alpen u.a.). Hier sind bei 12 Messstationen höhere 50-Jahres-Werte festgestellt worden, so dass örtlich eine Anpassung erfolgt.

3 Schneelast auf Dächern

3.1 Allgemeines

■ Schneelasten und Lastbilder auf dem Dach sind abhängig von der Dachform

$$s_i = \mu_i \times s_k$$

s_i : charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Dach lotrecht auf die Grundrissprojektion der Dachfläche

μ_i : Formbeiwert der Schneelast entsprechend der Dachform

s_k : charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden, in kN/m^2

■ Voraussetzungen

- ausreichend wärmedämmte Konstruktion ($U \leq 1 \text{ W/m}^2 \text{ K}$), übliche Dacheindeckung
- gilt näherungsweise auch für Glas-konstruktionen

3.2 Fläche und geneigte Dächer (Pultdächer)

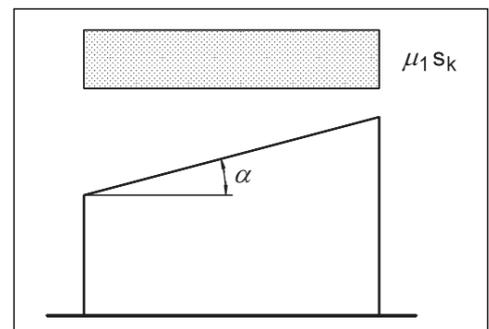


Abb. 3: Lastbild der Schneelast für flache und einseitig geneigte Dächer

3.3 Satteldächer

■ Das ungünstigste Lastbild ist zu berücksichtigen

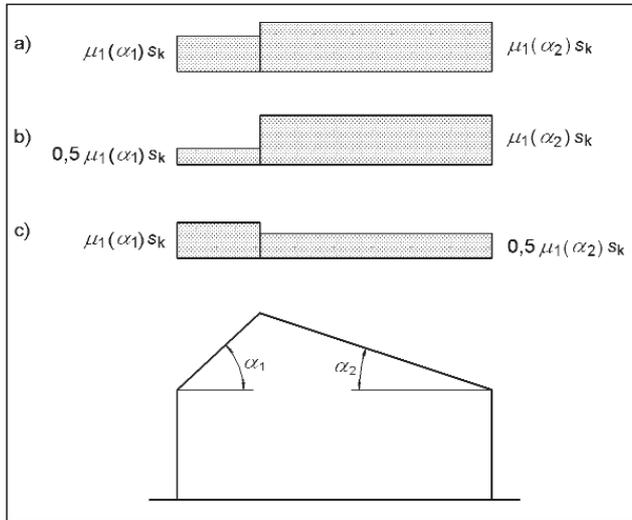


Abb. 4: Lastbild der Schneelast für das Satteldach

- Schneeverteilungen (a) ohne Windeinwirkung
- Schneeverteilung (b) + (c) mit Verwehungen und Abtaueinflüssen

3.4 Aneinander gereigte Sattel- und Sheddächer

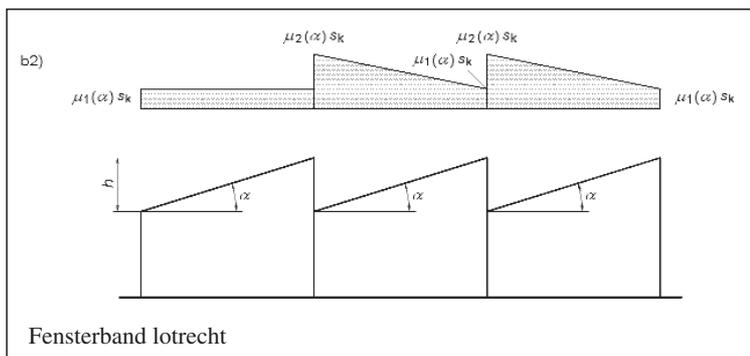
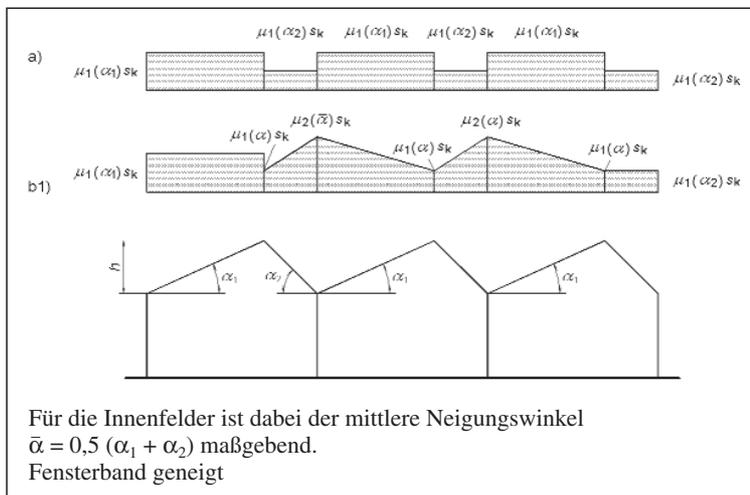


Abb. 5: Lastbild der Schneelast für gereigte Satteldächer und Sheddächer

- Formbeiwert μ_2 , begrenzt auf $\frac{\gamma \cdot h}{s_k} + \mu_1$
 $\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$, h in m, s_k in kN/m^2

Formbeiwerte μ_2 und μ_1 zur Berechnung der Schneeverteilungen

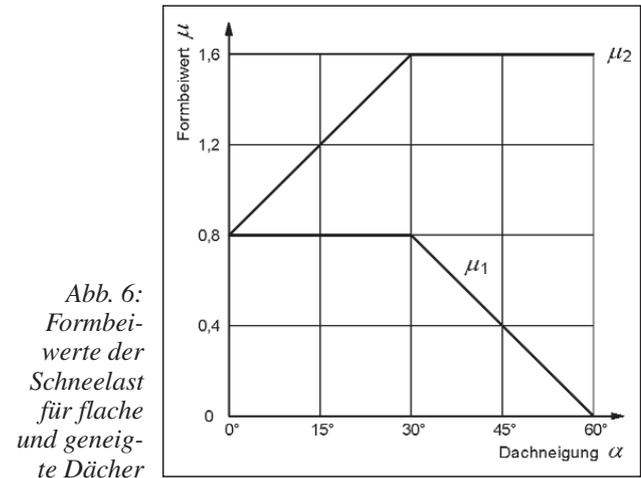


Abb. 6: Formbeiwerte der Schneelast für flache und geneigte Dächer

Dachneigung α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
Formbeiwert μ_1	0,8	$0,8 (60^\circ - \alpha)/30^\circ$	0
Formbeiwert μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30^\circ$	1,6	1,6

Tabelle 1: Formbeiwerte der Schneelast für flache und geneigte Dächer

- Voraussetzung: Schnee kann ungehindert vom Dach abrutschen
- Brüstungsgitter o. ä. an der Traufe $\mu \geq 0,8$

3.5 Tonnendächer

- Lastfälle (a) gleichmäßige Schneelast (b) unsymmetrische Schneelast
- Voraussetzung: Schnee kann ungehindert abgleiten

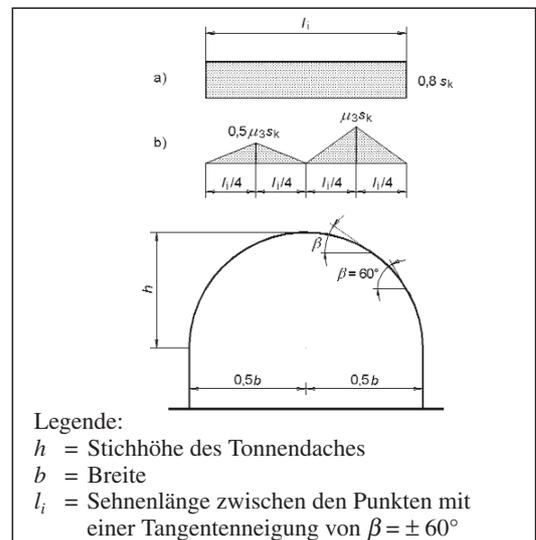


Abb. 7: Lastbild der Schneelast für Tonnendächer

- Dachflächen steiler $\beta = 60^\circ$ bleiben ohne Schneelast

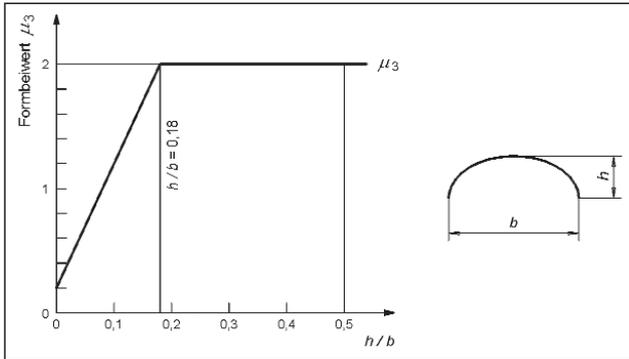


Abb. 8: Formbeiwerte der Schneelast für Tonnendächer

Verhältnis h/b	$< 0,18$	$\geq 0,18$
Formbeiwert μ_3	$0,2 + 10 h/b$	2,0

Tabelle 2 – Formbeiwerte der Schneelast für Tonnendächer

3.6 Höhengsprünge an Dächern

- Anhäufung von Schnee durch Anwehen und Abrutschen bei Höhengsprüngen ≥ 50 cm
- Stoßlasten eventuell zusätzlich berücksichtigen
- Tiefer liegendes Dach wird als Flachdach mit $\mu_1 = 0,8$ angenommen

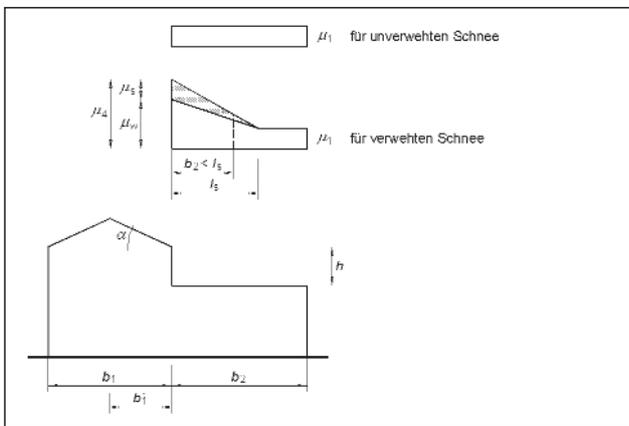


Abb. 9: Lastbild der Schneelast an Höhengsprüngen

- $\mu_4 = \mu_s + \mu_w$
 μ_s aus abgleitendem Schnee
 μ_w aus Schneeverwehungen

- μ_s
 Dachneigung $\alpha \leq 15^\circ$ } $\mu_s = 0$
 Dachneigung $\alpha > 15^\circ$ }

$\mu_s = 50\%$ der Gesamtlast der Grundrissprojektion auf der anschließenden Dachseite des oberen Daches mit $\mu_1 = 0,8$ (unabhängig von α)

z.B. $\mu_s = 0,8 \frac{b_1}{l_s}$ mit $l_s = 2 \cdot h$ ($5 \leq l_s \leq 15$ m)

- $\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma \cdot h/s_k$
- Begrenzung $0,8 \leq \mu_w \leq 4$

3.7 Verwehungen an Wänden und Aufbauten

- Verwehungen für Ansichtsflächen ≥ 1 m² oder $h \geq 0,50$ m
- Formbeiwerte
 $\mu_1 = 0,8$
 $\mu_2 = \gamma \cdot h/s_k$ mit $0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$
- Einflusslänge $l_s = 2 h$ mit 5 m $\leq l_s < 15$ m

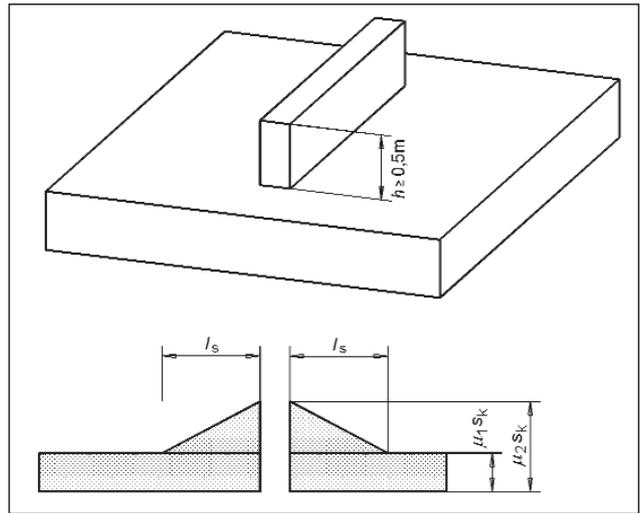


Abb. 10: Lastbild der Schneelast an Wänden und Aufbauten

4 Sonderfälle

4.1 Schneeüberhang an der Traufe

- Der auskragende Teil des Daches erhält die Zusatzlast s_e

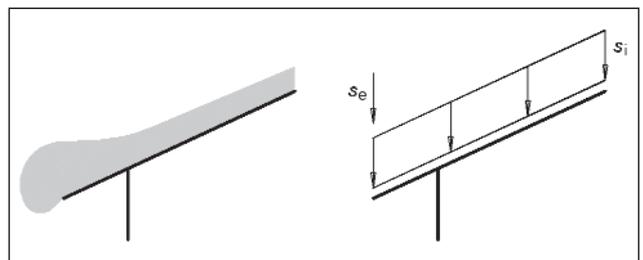


Abb. 11: Lastbild für den Schneeüberhang an der Traufe

- Die Last s_e beträgt
 $s_e = s_i^2/\gamma$ [in kN/m] mit $\gamma = 3,0$ kN/m³

4.2 Schneelasten auf Schneefanggitter und Aufbauten

- Schneefanggitter gegen abgleitende Schneemassen oder zum Abfangen von Schnee auf tiefer liegenden Dachflächen

- Die Schneelast F_s wird ohne Reibung zwischen Schnee und Dachfläche ermittelt zu

$$F_s = \mu_i \cdot s_k \cdot b \cdot \sin \alpha \text{ [kN/m] mit}$$

μ_i = Formbeiwert, i.d.R. μ_j
 s_k = charakteristische Schneelast auf dem Boden
 b = Grundrissentfernung Gitter zum First

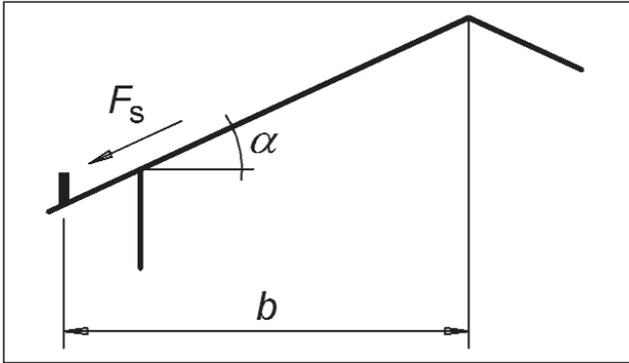


Abb. 12: Schneelast auf Schneefanggitter

5 Eislasten

5.1 Allgemeines

- Vereisung (Eisregen oder Raueis) abhängig von meteorologischen Einflüssen
- Erfahrungswerte bis zu 600 m NN und Bauwerkshöhen ≤ 50 m
- Eislasten, Anhang A, deshalb nur informativ
- Filigrane Bauteile teilweise höhere Einwirkungen als für Schnee. Besonders auch höhere Windlasten wegen größerer Flächen
- Gewichte des Eismantels für Vereisungsklassen
 Raueis R: $\gamma_R = 5 \text{ kN/m}^3$
 Glatteis G: $\gamma_G = 9 \text{ kN/m}^3$

5.2 Vereisungsklassen G

- Ummantelung mit Klareis (gefrierende Nebellagen) oder Glatteis (gefrierender Regen)
- Vereisungsklasse G 1: $t = 1 \text{ cm}$
 G 2: $t = 2 \text{ cm}$

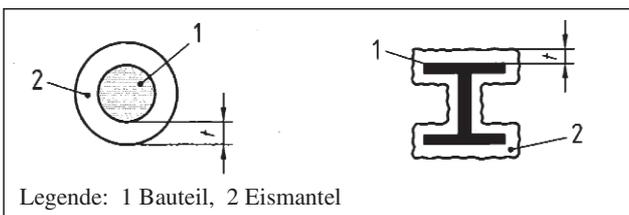


Abb. A.1: Allseitiger Eismantel

5.3 Vereisungsklassen R

- Vereisung einseitig gegen vorherrschende Windrichtung
- Eisablagerung an Stäben ≤ 300 mm

Vereisungsklasse	Eisgewicht an einem Stab ($\varnothing \leq 300$ mm) kN/m
R 1	0,005
R 2	0,009
R 3	0,016
R 4	0,028
R 5	0,050

Tabelle A.1 – Vereisungsklassen Raueis

- Vereisungsklassen R 1 bis R 3 im Flachland und unteren Lagen Mittelgebirge
- Eislast gilt für 10 m über Gelände. Bei höheren Bauteilen ist k_z zu berücksichtigen
- Nicht verdrehbare Stabquerschnitte entsprechend Typ A bis F
- Verdrehbare Stabquerschnitte (Seile) allseitige Eisanlagerung
- Fachwerke sind für Summe der Eislasten an Einzelstäben zu rechnen

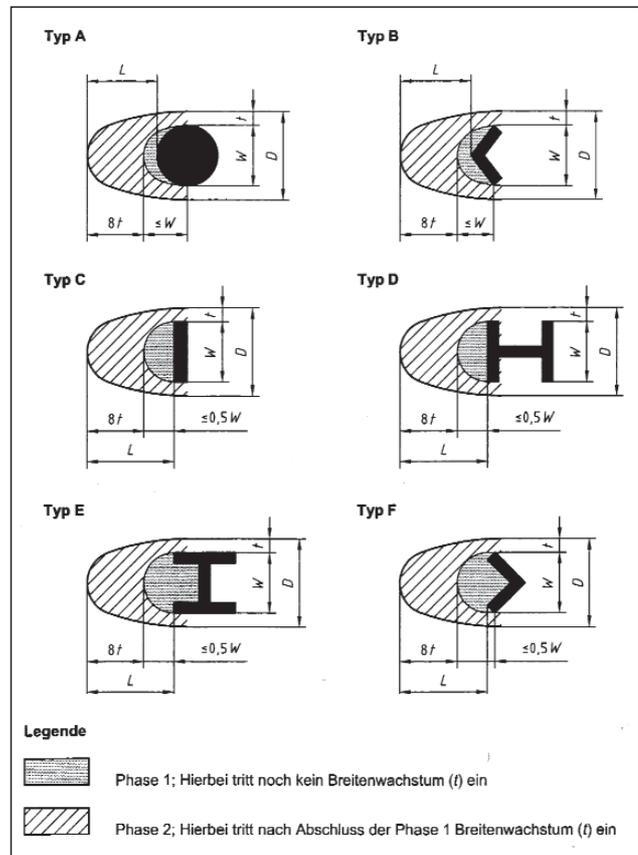


Abb. A.2: Raueisformen von Stäben mit unterschiedlicher Querschnittsform

■ Maße der Eisfahnen nach Tabelle A.2 und A.3 für die Windangriffsflächen

Stabquerschnitt		Typ A, B, C und D							
Stabbreite W mm		10	30	100	300				
Eisklasse	Eisgewicht kN/m	Eisfahnen mm							
		L	D	L	D	L	D	L	D
R 1	0,005	56	23	36	35	13	100	4	300
R 2	0,009	80	29	57	40	23	100	8	300
R 3	0,016	111	37	86	48	41	100	14	300

Tabelle A.2: Eisfahnenbildung an Stäben des Typs A, B, C und D

Stabquerschnitt		Typ E und F							
Stabbreite W mm		10	30	100	300				
Eisklasse	Eisgewicht kN/m	Eisfahnen mm							
		L	D	L	D	L	D	L	D
R 1	0,005	55	22	29	34	0	100	0	300
R 2	0,009	79	28	51	39	0	100	0	300
R 3	0,016	111	36	81	47	0	100	0	300

Tabelle A.3: Eisfahnenbildung an Stäben des Typs E und F

5.4 Vereisungsklassen in Deutschland

■ Eiszonen nach meteorologischen und topographischen Verhältnissen

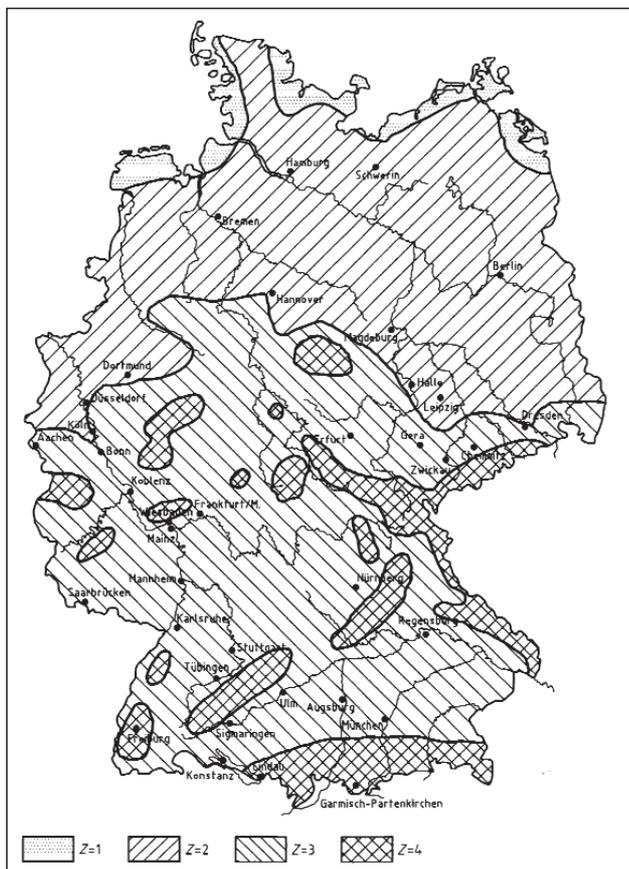


Abb. A.3: Eiszonenkarte Bundesrepublik Deutschland

■ Vereisungsklassen bezogen auf die Regionen

Zone	Region	Vereisungsklasse
1	Küste	G 1, R 1
2	Binnenland	G 2, R 1
3	Mittelgebirge $A \leq 400$ m	R 2
4	Mittelgebirge $400 \text{ m} < A \leq 600$ m	R 3

Tabelle A.4: Vereisungsklassen im Gebiet der Bundesrepublik Deutschland

■ Eisansatz in größeren Höhen über Gelände für Gebäude bis 50 m

$$k_z = 1 + \frac{h-10}{100}$$

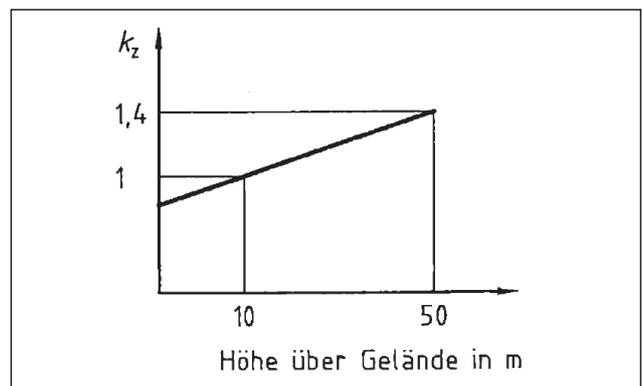


Abb. A.4: Höhenfaktor k_z

■ Für G-Klassen gleicher Eisansatz bis 50 m

5.5 Windlast auf vereiste Baukörper

- Maßgebend DIN 1055-4
- Eisansatz verändert Querschnittsform der Bauteile, damit auch den Windkraftwert die Bezugsfläche und den Volligkeitsgrad
- Für Vereisungsklasse G gilt allseitig vergrößerte Querschnittsform Veränderungen des Windkraftbeiwertes c_{f0} ohne Eisansatz, nach Bild A.5 mit Eisansatz c_{fi}

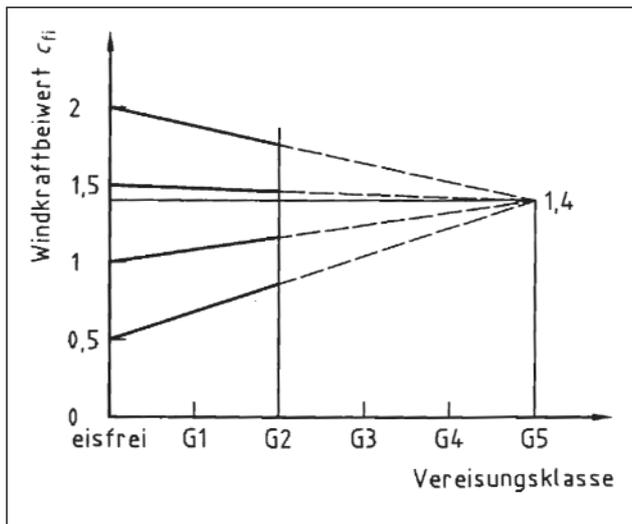


Abb. A.5: Veränderte Windkraftbeiwerte c_{fi} bei allseitigem Eisansatz

- Für Raueis Klassen R
Wind quer zur Raueisfahne
Charakteristische vergrößerte Windangriffsflächen für dünne, stabförmige Bauglieder mit einer Breite ≤ 300 mm

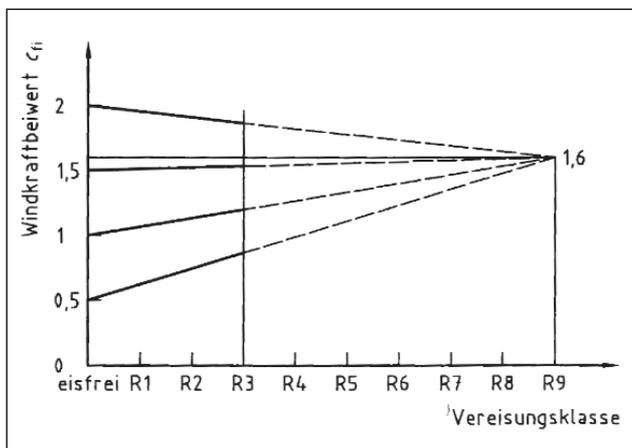


Abb. A.6: Veränderte Windkraftbeiwerte c_{fi} bei Raueis

- Höhere Windangriffsflächen meist für R-Klassen
- Höhere Eisgewichte meist aus G-Klassen

6 DIN 1055-6, Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter

6.1 Allgemeines

- Gegenüber der Norm aus dem Jahre 1987 wesentlich differenziertere Unterscheidungen der Einwirkungen
- Starker Bezug auf Schüttguteigenschaften und Siloform sowie Ausführungsart
- Weitgehende Anpassung an die EN-Normen

6.2 Anwendungsbereich

- Prinzipien und Vorgaben zu Einwirkungen für Entwurf und Bemessung in Übereinstimmung mit den anderen Teilen der DIN 1055
- Angaben zu Auswirkungen von Temperaturunterschieden
- Anwendungsgrenzen nach Querschnittsform

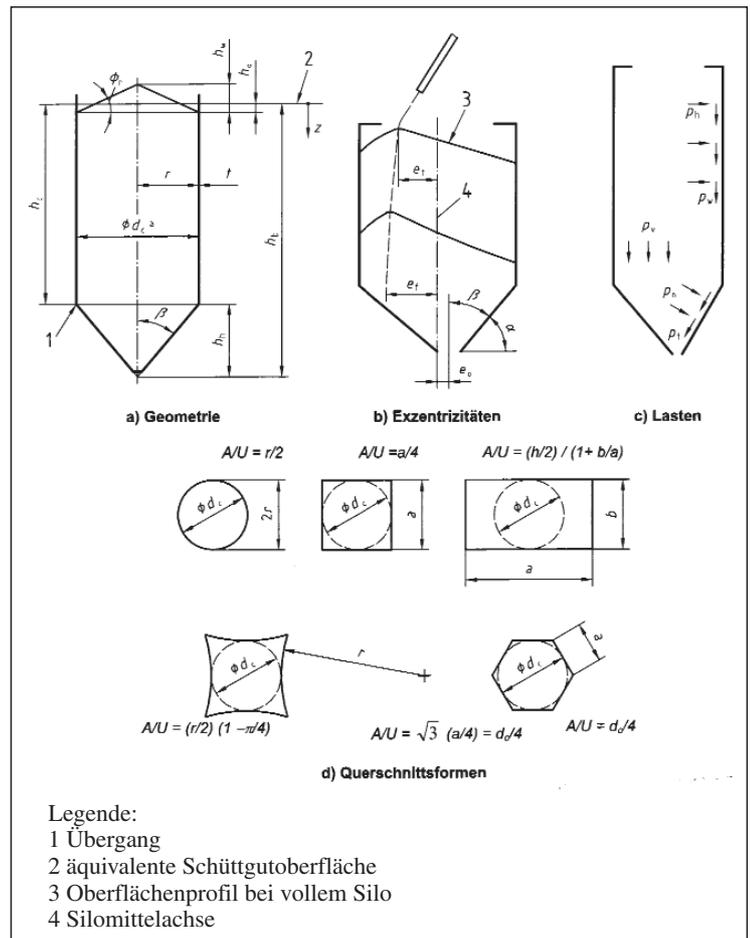


Abb. 1: Darstellung von Silozellen mit Benennung der geometrischen Kenngrößen und Lasten

- Anwendungsgrenzen nach geometrischen Abmessungen
 - Abmessungsgrenzen
 - $h_b/d_c < 10$
 - $h_b < 100 \text{ m}$
 - $d_c < 60 \text{ m}$
 - Übergang von vertikalen Siloschaft in den Trichtern in einer oder mehreren horizontalen Ebenen
 - Einbauten werden bei den Silodrücken nicht erfasst
 - Jeder Silo ist für festzulegendes Schüttgut zu bemessen
 - Schüttgüter werden als freifließend angenommen
 - Austrags- und Entfernungshilfen erreichen gleichmäßigen Silofluß
 - Maximale Korngröße $\leq 0,03 d_c$
 - Lastansätze gelten für konische bzw. axialsymmetrische und keilförmige Trichter

- Zylindrische Silos mit waagerechten Boden, deren Auslauftrichter über den gesamten Querschnitt verteilt sind, werden nicht erfasst
- Gilt nicht für Silos mit Umlaufbetrieb
- Ungeklärt sind dynamische Beanspruchungen beim Entleeren, wie z.B. Silobeben, Stöße, Huppen oder Siloschlagen

6.3 Berechnungsansätze und Hinweise zur Norm

- Bemessungssituationen
- Schüttgutkennwerte
- Lasten auf vertikale Silowände
- Lasten auf Silotrichter und Siloboden
- Lasten auf Flüssigkeitsbehälter
- Regeln zur Ergänzung der DIN 1055-100
 - Tragfähigkeit
 - Teilsicherheitsbeiwert γ
 - Kombinationsbeiwerte ψ ?
 - Einwirkungskombinationen
 - Bemessungssituation für die Zuverlässigkeitsklassen 1, 2 und 3 (Robustheit der Konstruktion)

Anforderungsklasse	Beschreibung
Anforderungsklasse 3	Silo mit einem Fassungsvermögen von mehr als 10 000 Tonnen Silos mit einem Fassungsvermögen von mehr als 1 000 Tonnen, bei denen eine der folgenden Bemessungssituationen vorliegt: a) exzentrische Entleerung mit $e_o/d_c > 0,25$ (siehe Bild 1b) b) niedrige Silos mit einer exzentrischen Befüllung von mehr als $e_t/d_c > 0,25$
Anforderungsklasse 2	Alle Silos, die durch diese Lastnorm abgedeckt sind und nicht in den anderen beiden Klassen enthalten sind.
Anforderungsklasse 1	Silos mit einem Fassungsvermögen von weniger als 100 Tonnen

Tabelle 1: Klassifikation von Bemessungssituationen

- Messung von Schüttgutkennwerten
- Seismische Einwirkungen
- Alternative Regeln zur Ermittlung von Trichterlasten
- Staubexplosionen
 - DIN-Fachbericht 140, Auslegung von Siloanlagen gegen Staubexplosionen

Herausgeber:

Bundesvereinigung der Prüfm Ingenieure für Bautechnik e.V.
Dr.-Ing. Hans-Peter Andrä, Ferdinandstr. 47, 20095 Hamburg
E-Mail: info@bvpi.de, Internet: www.bvpi.de

ISSN 1430-9084

Redaktion:

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

Technische Korrespondenten:**Baden-Württemberg**

Dr.-Ing. Peter Hildenbrand, Ludwigsburg

Bayern:

Dr.-Ing. Robert Hertle, Gräfelfing

Berlin:

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

Brandenburg:

Prof. Dr.-Ing. Gundolf Pahn, Herzberg

Bremen:

Dipl.-Ing. Uwe Sabotke, Bremen

Hamburg:

Dipl.-Ing. Horst-Ulrich Ordemann, Hamburg

Hessen:

Dipl.-Ing. Bodo Hensel, Kassel

Mecklenburg-Vorpommern:

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

Niedersachsen:

Dipl.-Ing. Wolfgang Wienecke, Braunschweig

Nordrhein-Westfalen:

Dipl.-Ing. Josef G. Dumsch, Wuppertal

Rheinland-Pfalz:

Dipl.-Ing. Günther Freis, Bernkastel-Kues

Saarland:

Dipl.-Ing. Gerhard Schaller, Homburg

Sachsen:

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

Sachsen-Anhalt:

Dipl.-Ing. Undine Klein, Halle

Schleswig-Holstein:

Dipl.-Ing. Kai Trebes, Kiel

Thüringen:

Dipl.-Ing. Volkmar Frank, Zella-Mehlis

BVPI/DPÜ/BÜV:

Dipl.-Ing. Manfred Tiedemann

TOS:

Dr.-Ing. Hans-Jürgen Meyer

Druck:

Vogel Druck und Medienservice GmbH & Co. KG, 97204 Höchberg

DTP:

Satz-Studio Heimerl
Scherenbergstraße 12 · 97082 Würzburg

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

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

„Der Prüfm Ingenieur“ erscheint mit zwei Ausgaben pro Jahr.

Bestellungen sind an den Herausgeber zu richten.

