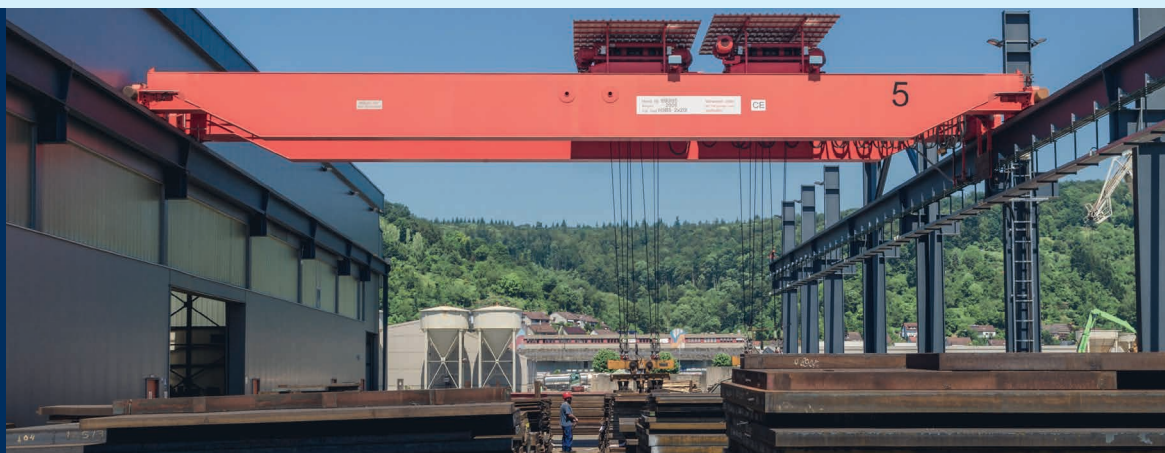


2017

STAHLBAU KALENDER



Dauerhaftigkeit
Ingenieurtragwerke

Vorwort

Im Mittelpunkt des **Stahlbau-Kalenders 2017** stehen die Schwerpunkte **Ingenieurtragwerke** und **Dauerhaftigkeit**. Zu den behandelten Ingenieurtragwerken zählen Hallentragwerke, Kranbahnen, Türme und Maste, Freistehende Stahlschornsteine sowie Silos und Tanks sowie auch Brücken. Ingenieurtragwerke spielen im Stahlbau seit jeher eine große Rolle und in einigen Bereichen ist Stahl der dominierende Werkstoff. Umso wichtiger ist es, hier die aktuellen Entwicklungen in der Normung und sich verändernde Anforderungen in der Praxis zu verfolgen. Nicht zuletzt gehört zu den gestiegenen Anforderungen die Dauerhaftigkeit, die für zyklisch beanspruchte Tragwerke wie Kranbahnen und Brücken die Ermüdungsbeanspruchung betrifft; auch ergeben sich für Tragwerke, die entsprechenden Umwelteinflüssen ausgesetzt sind, Anforderungen an die Korrosionsbeständigkeit. Der Themenbogen der verschiedenen Beiträge spannt sich deshalb von der Werkstoffwahl über Fragen der Konstruktion und Ermüdung, Prüfung und Bewertung im Bestand bis hin zum Korrosionsschutz.

Daneben steht, nicht weniger wichtig, die erneut abgedruckte Grundnorm **DIN EN 1993-1-8: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Bemessung von Anschlüssen** mit Nationalem Anhang sowie ergänzenden, an den jeweiligen Stellen eingearbeiteten Kommentaren und Erläuterungen von Univ.-Prof. Dr.-Ing. *Dieter Ungermann*, Technische Universität Dortmund, und Dipl.-Ing. *Stephan Schneider*, construct.ING – Büro für Bauwesen. Diese regelmäßige Aktualisierung gerade auch der Kommentare ermöglicht es, jeweils auf aktuell entstandene Fragen und Klärungsbedarf einzugehen. Aufgrund eines Urteils des Europäischen Gerichtshofs vom 16. Oktober 2014, wodurch zusätzliche, in den Bauregellisten geregelte Anforderungen an bestimmte Bauprodukte nicht mehr rechtens sind, weil sie bereits in harmonisierten Normen erfasst sind und eine CE-Kennzeichnung haben, wurde die Musterbauordnung (MBO) durch Beschluss der Bauministerkonferenz vom 13.05.2016 entsprechend novelliert. Weitergehend werden die Regelungen der Muster-Liste der Technischen Baubestimmungen (MLTB), der Teile II und III der Liste der Technischen Baubestimmungen sowie der Bauregellisten angepasst und umstrukturiert in die Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) überführt. Dies wird von Dr.-Ing. *Karsten Kathage* und Dipl.-Ing. *Christoph Ortman*, Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin im Beitrag **Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB), Normen und Zulassungen im Stahlbau** dargestellt. Da zum Zeitpunkt der Drucklegung die Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB) jedoch nur als Entwurf vorlag und noch Einsprüche verhandelt werden, wird in dieser Ausgabe des Stahlbau-Kalenders auf eine Zusammenstellung der den Stahlbau betreffenden Regelungen verzichtet. Der Beitrag gibt aber neben einer

Liste aller geltenden Normen und Richtlinien für den Stahlbau auch die für den Stahl- und Verbundbau wichtigen gültigen Zulassungen (Stand: Oktober 2016) sowohl auf nationaler wie auf europäischer Ebene wieder.

Das oben genannte Urteil des Europäischen Gerichtshofs wird ausdrücklich von Ministerialrat Dr. *Gerhard Scheuermann*, Ministerium für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft Baden-Württemberg, und von Regierungsdirektorin Dr. *Susanna Thielecke*, Regierungspräsidium Stuttgart, in ihrem Beitrag **Europäische Regeln für Bauprodukte und Umsetzung in Deutschland – das neue bauaufsichtliche Konzept** aufgegriffen. Sie erläutern die Umsetzung dieses Konzeptes in Deutschland, was vor allem eine Anpassung des nationalen Rechts umfasst, um die Europarechtskonformität sicherzustellen, ohne dabei die Gewährleistung der Bauwerkssicherheit infrage zu stellen. Es werden im Beitrag Inhalt und Struktur der neuen Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen dargelegt und Hinweise zu Übergangsregelung und Verantwortung der am Bau Beteiligten gegeben.

Zur Vermeidung von Spröbruch und zur Sicherstellung plastischer Umverteilungen, die bei Erreichen der Tragfähigkeit in Anspruch genommen werden, ist eine Grundanforderung an Baustähle die ausreichende Zähigkeit. „Zähigkeit“ kann dabei verschieden definiert werden; so wird sie technisch zum Beispiel als Kerbschlagarbeit AVT einer gekerbten Normprobe bei verschiedenen Temperaturen verstanden. Im Beitrag **Zähigkeitsbasierte Stahlsortenwahl in DIN EN 1993 – Stand der Normung und neue Entwicklungen** von Univ.-Prof. Dr.-Ing. *Markus Feldmann*, Dipl.-Ing. *Simon Schaffrath* und *Sandro Citarelli*, M.Sc., RWTH Aachen, Prof. Dr.-Ing. *Bertram Kühn*, Technische Hochschule Mittelhessen, und Dr.-Ing. *Björn Eichler*, Terex MHPS GmbH, Düsseldorf, werden die verschiedenen Aspekte eines normengerechten Zähigkeitsnachweises behandelt. Nach allgemeinen Erläuterungen zum Zähigkeitsverhalten ferritischer Stähle wird zunächst der Stand der europäischen Normung, insbesondere die Anwendung von DIN EN 1993-1-10 und Erfahrungen damit, erläutert. Während zur Vermeidung spröden Materialversagens DIN EN 1993 eine vereinfachte, auf bruchmechanischen Ansätzen basierte Methode zur Verfügung stellt, mit der Zähigkeitsanforderungen im Tieflagenbereich abgeleitet werden können, gibt es derzeit im Hinblick auf die plastische Bemessung noch keine zufriedenstellende Methode zur Bestimmung der Zähigkeitsanforderungen im Hochlagenbereich. Im Beitrag werden deshalb auch neue Entwicklungen insbesondere hinsichtlich der Anwendung schädigungsmechanischer Verfahren zur Quantifizierung von verbesserten Zähigkeitsanforderungen für die Hochlage vorgestellt.

Neben der Zähigkeit des Materials spielt die Ermüdung für die Gewährleistung ausreichender Dauerhaftigkeit

eine besondere Rolle. Sie ist nicht selten mit der Ausbildung von Rissen an geschweißten Details in häufig wechselnd beanspruchten Stahlkonstruktionen verknüpft. Um diese während der Nutzungsdauer erfassen zu können, kommen vor allem Methoden der zerstörungsfreien Prüfung zur Anwendung. Ein Verfahren, das sich bereits in vielen Anwendungsfällen bewährt hat, ist das Ultraschall-Verfahren. Im Beitrag **Moderne bildgebende Ultraschall-Verfahren zur zerstörungsfreien Prüfung von Schweißnähten im Stahlbau** geben die Autoren, Dr. rer. nat. *Ralf Steinhausen*, Dr. rer. nat. *Christoph Pientschke*, Forschungszentrum Ultraschall, Halle (Saale), und *Alexander Strauß*, Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt gGmbH, Halle, einen Überblick über die physikalischen Grundlagen und die Anwendung verschiedener Ultraschall-Prüfverfahren. Hierbei wird auf die Bewertung von Echoanzeigen bei klassischen Verfahren eingegangen und neuere bildgebende Verfahren der Beugungslaufzeittechnik (ToFD-Technik (Time of Flight Diffraction)) und der Phased-Array-Methode erläutert. An einem Praxisbeispiel werden diese Methoden mit herkömmlichen Prüfverfahren verglichen.

Hallentragwerke sind vielfältig in ihrer Ausführung und Konstruktionsweise und wohl die am häufigsten vorkommenden Ingenieurtragwerke. Dr.-Ing. *Ralf Egner*, Ingenieurgruppe Bauen, Karlsruhe, und Dipl.-Ing. *Ronald Kocker*, bauforumstahl e. V., Düsseldorf, geben in ihrem Beitrag **Industriehallen aus Stahl** einen Überblick über die am Markt üblichen typischen Hallenkonstruktionen. Es werden die einwirkenden Lasten u. a. aus Photovoltaik-Anlagen und die statischen Systeme insbesondere hinsichtlich der Aussteifung erläutert. Dach- und Wandverkleidungen, Brandschutz und Gründungen sind weitere Themen. Die vorgestellten Lösungen zu wesentlichen Konstruktionsdetails können gerade für die Umsetzung in der Praxis hilfreich sein.

Für die Bemessung von Kranbahnträgern sind nicht zuletzt wegen der Kraneinwirkungen die Fragen der Radlasteinleitung, der Stabilität und der Ermüdung relevant. Im Beitrag **Bemessung von Kranbahnen nach DIN EN 1993-6** von Dipl.-Ing. *Mathias Euler* und Prof. Dr.-Ing. *Ulrike Kuhlmann*, Universität Stuttgart, wird die Anwendung von Eurocode 3, insbesondere DIN EN 1993-6, in Verbindung mit praktischen Beispielen erläutert. Die Informationen umfassen den kompletten Anwendungsbereich einschließlich Kranbahnen von Brückenlaufkränen und Hängekränen sowie Einschienenkatzbahnen. Für die Tragwerksberechnung wird u. a. eine Übersicht gegeben, wann die einzelnen lokalen Beanspruchungen aus Radlasteinleitung zu berücksichtigen sind. Bei der Erläuterung zum Ermüdungsnachweis, der in der Praxis seit der Einführung von Eurocode 3 wohl zu den größten Schwierigkeiten führt, wird dargestellt, welche Änderungen, Korrekturen und Vorschläge zu einer Steigerung der Wirtschaftlichkeit führen können. Dies betrifft vor allem Vorschläge für eine Überarbeitung oder Neuaufnahme kranbahnspe-

zifischer Details in die Kerbfalltabellen von DIN EN 1993-1-9.

Türme und Maste sind funktionale, schlanke Ingenieurtragwerke und wichtiger Teil unserer modernen Infrastruktur. Prof. Dr.-Ing. *Frank Kemper*, Dipl.-Ing. *Nicole Schillo*, Prof. Dr.-Ing. *Markus Feldmann*, RWTH Aachen, Prof. Dr.-Ing. *Dieter Ungermann* und Dipl.-Ing. *Alena Patschin*, Technische Universität Dortmund beleuchten in diesem Beitrag einige Besonderheiten, die für die Planung von Turm- und Mastbauwerken relevant sind, wie Lastansätze (vor allem Windlasten), die Bemessungsmodelle und Nachweiskriterien. Hierbei werden gezielt auch strittige Regelungen aufgegriffen und, soweit möglich, hierzu Stellung genommen, indem aktuelle Forschungsarbeiten des Institutes für Stahlbau sowie des Centers for Wind and Earthquake Engineering (CWE) der RWTH Aachen herangezogen werden. Auf die novellierten Regeln für Türme, Maste und Schornsteine (Eurocode 3-3-1 bzw. 3-3-2) wird an den passenden Stellen Bezug genommen. Für die verschiedenen Einsatzgebiete, wie zum Beispiel als Maste für Windkraftanlagen oder Maste für Freileitungen, gibt es zum Teil parallele Normungsregelungen und spezielle technische Anforderungen aus der Nutzung.

Als Ergänzung zu den Türmen und Masten behandelt *Georg W. Berger*, Geschäftsführer Industrie-Verband Stahlschornsteine e. V. Nürnberg und Obmann des DIN-Arbeitsausschusses für freistehende Schornsteine, in seinem Beitrag **Freistehende Stahlschornsteine**. Darin erläutert er nach einem kurzen Überblick über die Entwicklung von Stahlschornsteinen auch im Hinblick auf die Normung die aktuelle Situation. Während die Stahlkonstruktion wie das Tragrohr im Wesentlichen nach DIN EN 1993-3-2 „Türme, Maste und Schornsteine – Schonsteine“ bemessen wird, gilt zusätzlich die Normenreihe DIN EN 13084 und darin für das Innenrohr DIN EN 13084-6. Außerdem werden Hinweise zur Bestimmung der Art des Schornsteins und der Auslegung des Abgaswegs der freistehenden Schornsteine gegeben. Der Beitrag liefert Empfehlungen und Informationen für den Entwurf, die Bemessung und Ausführung von freistehenden Stahlschornsteinen und soll den Praktikern auch bei der Zustandsüberwachung eine Hilfestellung bieten.

Der Beitrag **Silos und Tanks** von Prof. Dr.-Ing. *Peter Knödel*, Prof. Dr.-Ing. *Thomas Ummerhofer*, Karlsruher Institut für Technologie und Dr.-Ing. *Cornelius Ruckebrod*, SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH, Karlsruhe, gibt einen Überblick über diese typischen Industrietragwerke und ihre Auslegung. Nach einer Einführung in die verschiedenen Bauarten, Werkstoffe und geltenden Regelwerke wird ein besonderer Fokus auf die Einwirkungen gelegt, wie zum Beispiel die Einwirkungen aus Schüttgütern. Weiterhin werden übliche Berechnungsmodelle und ihre Anwendung für die verschiedenen Bestandteile der Silos und Tanks, wie Dächer, Mantel, Stützen und Böden, behandelt. Da hier immer wieder die Regelwerke, das sind neben Eurocode 3 Teil 4-1 für Silos und Teil 4-2 für Tanks auch spezifische Produkt-

normen, in Bezug genommen werden und die Darstellung durch eine umfangreiche Literaturliste ergänzt ist, ist dieser Beitrag eine wichtige Referenz für die Praxis.

Im Beitrag **Bewertung und Instandsetzung von Altstahlkonstruktionen** behandeln Univ.-Prof. Dr.-Ing. *Richard Stroetmann*, Technische Universität Dresden, Dr.-Ing. *Lars Sieber* und Univ.-Prof. Dr. techn. *Andreas Taras*, Universität der Bundeswehr München, Dipl.-Ing. *Jürgen Anders*, Institut für Schweißtechnik und Ing.-Büro Dr.-Möll GmbH, Darmstadt, sowie Prof. Dr.-Ing. *Gerd Kuscher*, Gesellschaft für Schweißtechnik International mbH, Hannover, die Grundlagen zu Altstahlkonstruktionen, die für deren Bewertung, Modernisierung und Instandsetzung von Interesse sind. Nach einer Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der Herstellungsverfahren und der frühen Normung für Baustähle wird auf die metallurgischen Besonderheiten aus der Herstellung, die chemische Zusammensetzung und die mechanischen Eigenschaften alter Baustähle eingegangen. Eine häufig bei Altstahlkonstruktionen anzutreffende Verbindungstechnik stellen Nietverbindungen dar, die hier vorgestellt werden. Ein wichtiger Aspekt ist die Bewertung der Sprödbrechneigung genieteteter Stahlkonstruktionen aus Flussstahl. Bei der Beurteilung der Sicherheit bestehender Konstruktionen und der Entscheidung über notwendige Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen ist der Nachweis ausreichender Werkstoffzähigkeit von wesentlicher Bedeutung. Schließlich rundet ein Abschnitt zur Ermüdungsfestigkeit und Restlebensdauer genieteteter Altstahlkonstruktionen den Beitrag ab.

Aufgrund fehlender Grundlagenkenntnisse zum Verhalten stückverzinkter Elemente unter zyklischer Belastung war bisher eine Anwendung der Feuerverzinkung für tragende Komponenten im Brückenbau nicht zulässig. In den letzten Jahren wurden aber vielfältige Untersuchungen zur Klärung der Wirkung einer Zinkschicht auf das Ermüdungsverhalten von Stahlbaudetails durchgeführt. Prof. Dr.-Ing. *Dieter Unger*, *Svenja Holtkamp*, M.Sc., Technische Universität Dortmund, Dipl.-Ing. *Dennis Rademacher*, Dr.-Ing. *Oliver Hechler*, ArcelorMittal Europe, Esch-sur-Alzette, Luxembourg und Dr.-Ing. *Thomas Pinger*, ZINQ Technologie GmbH, Gelsenkirchen legen in ihrem Beitrag **Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau** die Grundlagen zum Stückverzinken von Brückenbauteilen dar. Sie stellen Anwendungsregeln und Empfehlungen für die Planung, Bemessung und Ausführung von

feuerverzinkten Stahl- und Verbundbrücken bereit und erläutern dies näher anhand von Beispielen einzelner Detailausführungen. Zudem zeigen sie die Auswirkungen der Feuerverzinkung als Korrosionsschutz auf Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit im Brückenbau auf.

Ergänzt und komplettiert wird dies durch den Beitrag von Dipl.-Ing. *Mark Huckshold*, Industrieverband Feuerverzinken e. V., Düsseldorf, der in **Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau – Praxisbeispiele** Erfahrungen mit feuerverzinkten Brückenbauwerken in Deutschland, aber vor allem auch im Ausland zusammenfasst. Interessant ist die Anwendung nicht nur für die Brücke selbst, sondern auch für Fahrbahnübergänge, die meist besonderem Korrosionsangriff ausgesetzt sind. Die Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau stellt somit eine attraktive Methode dar, unter Berücksichtigung unterschiedlicher Anforderungen einen dauerhaften Korrosionsschutz zu gewährleisten.

Die Beiträge zu den verschiedenen Industrietragwerken zeigen einmal mehr, wie vielfältig die Anwendungen im Stahlbau sind. Gemeinsam ist ihnen der Anspruch, durch Maßnahmen wie Werkstoffwahl, Konstruktion und Bemessung und Korrosionsschutz dauerhaft nutzbar zu sein. Die Beiträge in diesem Stahlbau-Kalender geben interessante und wichtige Hinweise zu den beiden Schwerpunktthemen, auch in Hinblick auf die Normung. Normung ist nicht statisch, sondern kann beeinflusst werden, gerade zurzeit, wo eine grundlegende Überarbeitung der Eurocodes erfolgt. Es wird appelliert, an diesem Prozess aktiv teilzunehmen. Bei den Autoren im diesjährigen Stahlbau-Kalender ist das der Fall, viele der Beiträge enthalten Hinweise zur Fortentwicklung der Normen.

Ich darf mich auch im Namen des Verlags Ernst & Sohn bei allen Autoren ganz herzlich für ihre qualitativ hochwertige Arbeit bedanken. Den Mitarbeitern des Verlags und im Institut danke ich besonders für ihren großen Einsatz, der trotz aller Schwierigkeiten ein pünktliches Erscheinen des Kalenders möglich macht. Am **Freitag, 23. Juni 2017** wird wieder der Stahlbau-Kalender-Tag in Stuttgart stattfinden, zu dem ich alle Interessenten herzlich einladen möchte. Dabei werden die Autoren dieser Ausgabe zu ihren Themen vortragen und für Diskussionen zur Verfügung stehen.

Stuttgart, Februar 2017

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Inhaltsübersicht

- 1 **Stahlbaunormen – DIN EN 1993-1-8: Bemessung von Anschlüssen** 1
Dieter Ungermann, Stephan Schneider
 - 2 **Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB),
Normen und Zulassungen im Stahlbau** 125
Karsten Kathage, Christoph Ortmann
 - 3 **Europäische Regeln für Bauprodukte und Umsetzung in Deutschland –
das neue bauaufsichtliche Konzept** 185
Gerhard Scheuermann, Susanna Thielecke
 - 4 **Zähigkeitsbasierte Stahlsortenwahl nach DIN EN 1993 –
Stand der Normung und neue Entwicklungen** 203
Markus Feldmann, Bertram Kühn, Björn Eichler, Simon Schaffrath, Sandro Citarelli
 - 5 **Moderne bildgebende Ultraschall-Verfahren zur
zerstörungsfreien Prüfung von Schweißnähten im Stahlbau** 271
Ralf Steinhausen, Christoph Pientschke, Alexander Strauß
 - 6 **Industriehallen aus Stahl** 313
Ralf Egener, Ronald Kocker
 - 7 **Bemessung von Kranbahnen nach DIN EN 1993-6** 343
Mathias Euler, Ulrike Kuhlmann
 - 8 **Türme und Maste** 499
Frank Kemper, Nicole Schillo, Markus Feldmann, Dieter Ungermann, Alena Patschin
 - 9 **Freistehende Stahlschornsteine** 567
Georg W. Berger
 - 10 **Silos und Tanks** 595
Peter Knödel, Thomas Ummenhofer, Cornelius Ruckenbrod
 - 11 **Bewertung und Instandsetzung von Altstahlkonstruktionen** 693
Richard Stroetmann, Lars Sieber, Andreas Taras, Jürgen Anders, Gerd Kuscher
 - 12 **Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau** 767
Dieter Ungermann, Svenja Holtkamp, Dennis Rademacher, Oliver Hechler, Thomas Pinger
 - 13 **Anwendung der Feuerverzinkung im Brückenbau – Praxisbeispiele** 813
Mark Huckshold
- Stichwortverzeichnis** 829



Bild 2. Typische landwirtschaftliche Halle

auch die baurechtlichen Aufgaben (Bauantrag, Entwässerungsgesuch, Brandschutzgutachten, Baugrundgutachten) mit erledigen.

2.2 Hallen für Industriebetriebe (Spannweiten 15 m bis 30 m, Traufhöhen bis 7 m)

Bei kleineren Hallen für Gewerbe- oder Industriebetriebe im Bereich von Spannweiten bis 30 m kommen überwiegend Hallen aus Walzprofilen (Vollwandträger) oder geschweißten Profilen zum Einsatz, nur selten Fachwerkbinder. Die typische Halle besteht aus Rahmen in Querrichtung und ein- oder mehreren Verbänden in Längsrichtung (Bild 3). Die Hallengiebel sind – wenn keine Erweiterbarkeit gefordert ist – ausgekreuzte Giebelwandssysteme.

Die am meisten verbreiteten Hallenformen sind die Satteldach- und die Pultdachhallen.

Bei diesen Spannweiten gibt es von vielen Herstellern „Baukastensysteme“, d. h. die Grundsysteme der Hallen sind weitgehend standardisiert, die endgültige Dachneigung, Achsabstände, Spannweiten und damit die Profilgrößen werden jedoch in jedem Einzelfall mit dem Kunden zusammen festgelegt.

Die statischen Nachweise der Halle werden individuell erstellt, basieren jedoch auf typisierten Berechnungen. Die Bemessung der Rahmen, Binder und Stützen erfolgt nach EC 3, Teil 1-1 und Teil 1-8. Als Pfetten und/oder Wandriegel kommen im Regelfall dünnwandige Kaltprofile zum Einsatz, deren Bemessung nach EC 3, Teil 1-3 erfolgt.



Bild 3. Typische Industriehalle

2.3 Lager- und Logistikhallen

Bei großen Lager- und Logistikhallen sind – insbesondere, wenn durch die großen Flächen noch Brandschutzanforderungen dazu kommen – eingespannte Stahlbetonstützen mit Stahlbindern als Einfeld- oder Mehrfeldträger sehr weit verbreitet (Bild 4).

Die Stützen bestehen dabei häufig aus Kostengründen aus Stahlbeton, sehr oft mit angeformten Fundamenten. Diese Bauweise hat den entscheidenden Vorteil, dass die Stützen im Montagezustand nach dem Aufrichten allein stehen bleiben und sofort nach dem Veretzen untergossen werden können, sodass am folgenden Tag schon Binder montiert werden können.

Wenn Stahlstützen in Verbindung mit Köcherfundamenten (Fertigteile oder Ort beton) verwendet werden, muss die konstruktive Ausbildung des Stützenfußes so geplant werden, dass eine genauso schnelle Montage wie bei den Stahlbetonstützen mit angeformten Fundamenten möglich ist, z. B. durch zusätzliche Anker oder Verschraubungen am Köcher. Damit kann die Stütze ausgerichtet und für den Bauzustand gehalten werden, bis der Verguss im Köcher erfolgt ist. Die bessere Variante im Stahlbau sind einbetonierte Anker, sodass die Stütze nach dem Aufstellen sofort für den Endzustand verschraubt werden kann. Ob Köcher oder einbetonierte Anker hängt auch von den abzutragenden Einspannmomenten ab. Die eingespannten Stützen können auch als aufgelöste Rahmenstützen hergestellt werden, dann ist die Spreizung groß genug, um mit einbetonierten Ankern arbeiten zu können (Bild 5).

Die Stahlbinder dieser Hallen bestehen entweder aus geschweißten Vollwandträgern oder aus Fachwerken. Bei den Fachwerken ergeben sich bei der Verwendung von Walzprofilen für die Gurte, Pfosten und Diagonalen einfache Anschlüsse, wenn ausgeschnittene Knotenbleche zusammen mit I-Profilen verwendet werden (Bild 6). Beim Zusammenbau geschweißter Binder ist damit ein einfacher Toleranzausgleich möglich.

Mit dem Rastermaß von 6 m und den Vielfachen 12 m oder 24 m ergeben sich wirtschaftliche Konstruktionen bei möglichst großen stützenfreien Hallenflächen. Im Bereich der Verladetore muss das Achsraster an die Torbreite angepasst werden. Bei Standard-Torbreiten von 3,35 m bzw. 3,5 m ist ein Rastermaß von 8 m optimal. Dieses Rastermaß in der Verladezone lässt sich gut mit dem 6-m-Grundraster kombinieren (4 Achsen im Grundraster passen zu 3 Achsen im Torraster).

Der Vorteil der Konstruktion mit eingespannten Stützen und gelenkig aufgelagerten Bindern besteht darin, möglichst große stützenfreie Flächen in allen Richtungen zu haben. So können z. B. Pfetten in 6-m-Abständen angeordnet werden, die ihre Lasten auf Hauptbindern im Abstand von 12 m abgeben. Die Hauptbinder

spannen dann 24 m weit, sodass sich ein Stützenraster von $12 \text{ m} \times 24 \text{ m}$ und daraus wiederum eine sehr flexible Nutzung der Flächen darunter (Regalaufstellfläche, Lagerfläche oder Fahrwege), auch bei einer späteren Umnutzung der Hallen, ergibt.



Bild 4. Halle mit Stahl-Fachwerkbindern auf Stahlbetonstützen



Bild 5. Stahlhalle mit eingespannten Stahlstützen (aufgelöste Rahmenstütze)



Bild 6. Fachwerkbindern mit Diagonalen aus I-Profilen

2.4 Hochregallager

Als Hochregallager werden Bauwerke bezeichnet, bei denen das Regal auch gebäudetragend ist und somit die Funktionen „Regal“ und „Gebäude“ gleichzeitig erfüllt werden. Hochregallager sind wegen der hohen Brandlasten im Regelfall sowieso voll gesprinkelt, sodass der Brandschutz des Stahlbaus kein Thema ist. Die Regale bestehen in Querrichtung aus Rahmen mit Diagonalen oder aus reinen Fachwerken. Die Stützen der Regale bilden dabei die durchlaufenden Ober- und Untergurte, Querträger und Diagonale ergänzen dann das Fachwerk (Bild 7).

In Längsrichtung sind konstruktionsbedingt oft gar keine Verbände oder Diagonalen möglich oder nur in Regalmittte zwischen zwei Reihen, sodass am Ende und/oder am Anfang jeder Regalreihe ein Aussteifungsturm angeordnet werden muss, der die horizontalen Lasten der ganzen Reihe aufammelt und konzentriert in die Gründung ableitet (Bild 7). Bemessungsrelevant für die aussteifenden Bauteile sind häufig die engen Verformungsgrenzen unter Last, die einzuhalten

sind, um den Betrieb bei automatischer oder halbautomatischer Bestückung sicherzustellen. Bei den Stützen ist es der Stabilitätsnachweis, der die Profilgröße bestimmt. Da beim Hochregallager die Anzahl der Stellplätze ganz entscheidend ist, müssen hier die Profilabmessungen klein gehalten werden, d. h. dass die Profilloptimierung die zu lösende Bemessungsaufgabe ist.

Teilweise kommen bei den Hochregallagern Kantprofile zum Einsatz, die Planung des Lagers ist jedoch immer individuell und an die Bedürfnisse des Kunden angepasst.

Es gibt Hochregallager, die nur als Vorratslager dienen und in denen sich keine Personen aufhalten (sogenannte „Dunkellager“) und es gibt Lager, die sowohl zur Bevorratung dienen als auch zur Kommissionierung von Waren, sodass abwechselnd in einer Gasse ein vollautomatisches Regalbediengerät fährt und in der nächsten Gasse feste Ebenen für die manuelle Kommissionierung eingebaut werden. Bei letzterem Typ muss das Hochregallager beheizt, gelüftet und gegebenenfalls gekühlt werden können.



Bild 7. Hochregallager mit Aussteifungsturm und Kommissionierebenen



Bild 8. Hochregallager im Bau

2.5 Mehrschiffige Hallen

Viele Systemhallenanbieter haben auch mehrschiffige Hallen im Programm, wobei dies oft keine „echten“ mehrschiffigen Hallen sind, sondern aneinander gereihete Systemhallen mit doppelten Stützen in der Hallenmitte.

Mehrschiffige Hallen im Sinne dieses Abschnitts werden jeweils für den Einzelfall geplant und an den Kundenwünschen ausgerichtet. Als statisches System in Querrichtung bieten sich Rahmen an, entweder mit biegesteifen Stützen-Riegel-Verbindungen an jedem Knoten oder – häufiger – mit eingespannten Mittelstützen, über die dann die gesamten horizontale Lasten in Querrichtung und die anteiligen Lasten in Längsrichtung abgeleitet werden.

Um ungleiche Verformungen ausgleichen zu können, können im Dach in Längs- und in Querrichtung konstruktiv zusätzlich Verbände eingebaut werden.

Mehrschiffige Hallen haben im Regelfall geringe Rahmenabstände zwischen 5 m und 8 m und große Spannweiten in jedem Schiff. Diese Hallen sind optimal für Fertigungsbetriebe mit festen Maschinenauffstellflächen und klaren Lauf- bzw. Transportwegen.

Bei den mehrschiffigen Hallen sind Riegel und Stützen meist Vollwandprofile, um die biegesteifen Rahmenecken wirtschaftlich herstellen zu können. Wenn aus Montage- bzw. Transportgründen geschraubte Stöße erforderlich sind, kann es wirtschaftlicher sein, diese außerhalb des Knotens anzuordnen und den Knoten zu schweißen.

3 Einwirkende Lasten bei Hallen

3.1 Eigengewicht

Stahlhallen sind immer dann besonders wirtschaftlich, wenn außer dem Eigengewicht nur Schnee- und Windlasten sowie gegebenenfalls geringe Anhängelasten abzutragen sind. Sobald die Hallen zusätzlich mit begrüntem Dächern ausgeführt werden, ergeben sich schnell doppelt so große Lasten wie ohne Begrünung und damit deutlich größere Querschnitte für Pfetten und Binder. Im Gegensatz zu Massivgebäuden mit Flachdächern, bei denen erst spät festgelegt werden muss, ob eine Dachbegrünung kommen soll, muss bei Stahlhallentragwerken dieser Punkt schon im Vorentwurf definitiv entschieden werden, da die Begrünung Auswirkungen bis zur Bemessung der Fundamente hat.

Typische Dachaufbauten aus Sandwichelementen oder zweischalige Trapezblechdächer ergeben Eigengewichtslasten von 0,10 bis 0,30 kN/m². Eine extensive Begrünung dagegen liegt bei ca. 1,0 kN/m² bis 1,5 kN/m² und damit beim fünf- bis zehnfachen Wert der reinen Dacheindeckung. In Kombination mit dem Eigengewicht der Pfetten und Binder sowie mit Schnee und Wind relativiert sich der Zuwachs zwar wieder etwas, aber er schlägt bei der Bemessung durch.

3.2 Schneelasten

Die anzusetzenden Schneelasten sind im EC 1, Teil 1-3 einschließlich des nationalen Anhangs geregelt. Abhängig von der absoluten Höhe des Standorts der Halle und der zugehörigen Schneelastzone ergeben sich die Lasten aus dem nationalen Anhang aus den Gleichungen NA.1 bis NA.3.

Bei der Schneelast auf den Hallendächern sind insbesondere auch die Abschnitte 5.3.6 (Höhensprünge an Dächern) und der Abschnitt 6 (Örtliche Effekte) zu beachten, daraus ergeben sich bei ungünstiger Geometrie signifikant höhere Lasten.

Gerade bei Hallen, die an einen Bestand angebaut werden, sind Höhengsprünge zwischen neuen und alten Bauteilen bereits beim Entwurf zu beachten, da die hohen Zusatzlasten aus den Schneeanhäufungen oft bemessungsrelevant für die neue Halle oder Teile davon werden. Teilweise kann es auch sein, dass die Bestandsgebäude niedriger sind als die neuen Gebäude. In diesen Fällen müssen die Bestandsbauwerke für die höheren Lasten nachgewiesen werden oder es sind durch konstruktive Maßnahmen die Schneeanhäufungen zu vermeiden (z. B. Rinnen- oder Flächenheizungen).

Attiken sollten nur so hoch wie unbedingt nötig gewählt werden, damit es keine Schneeanhäufung im Bereich der Attika gibt.

Bei vielen Systemhallen wird oft nicht die tatsächliche Schneelast angesetzt, sondern es liegen typisierte Berechnungen vor, die so aufgestellt sind, dass die Berechnung für einen ganzen Bereich von Schneelasten gilt (z. B. in Stufen für $s = 1,0 \text{ kN/m}^2 / 1,5 \text{ kN/m}^2 / 2,0 \text{ kN/m}^2$).

3.3 Windlasten

Die anzusetzenden Windlasten ergeben sich aus EC 1, Teil 1-4 in Verbindung mit dem nationalen Anhang abhängig von der zum Standort gehörenden Windzone, von der Gebäudegeometrie und von der Gebäudehöhe. Die entsprechenden Beiwerte sind im Abschnitt 7 zu Teil 1-4 bzw. im NA zu finden. Windlasten parallel zu den Gebäudeoberflächen wie z. B. Dach oder Wand nach Gleichung 5.7 aus Teil 1-4 werden sehr oft vernachlässigt. Dies ist in den meisten Fällen auch gerechtfertigt, da die maximalen Lasten auf der windparallelen Fläche nicht unbedingt zeitgleich mit den Maximalwerten auf der Druck- oder Sogseite auftreten. Bei üblichen Gebäuden ist die Außenhaut als glatt bis rau einzustufen, sodass Reibungsbeiwerte von $c_{fr} = 0,01$ oder $c_{fr} = 0,02$ anzusetzen wären. Bei einer „normalen“ Halle mit Abmessungen von zum Beispiel 20 m × 40 m und im Mittel 6 m Giebelwandhöhe ergibt sich eine Windlast aus Druck und Sog in der Dachebene von $\frac{1}{2} \cdot (0,5 + 0,8) \cdot 0,5 \cdot 20 \cdot 6 = 39 \text{ kN}$; die Reibungskraft auf dem Dach bei einer Dacheindeckung mit Folie ergäbe sich zu $0,01 \cdot 20 \cdot 40 = 8 \text{ kN}$, also zu knapp 20% der sowieso nachzuweisenden Lasten. Da – wie bereits geschildert – die Maximalwerte nicht gleichzeitig auftreten, kann

die Reibungskraft in solchen Fällen vernachlässigt werden. Anders verhält es sich bei Flachdächern mit aufgeständerten PV-Anlagen, siehe dazu mehr im Abschnitt 3.5.

3.4 Lasten aus Erdbeben

Sofern der Standort der Halle in einer Erdbebenzone liegt, muss der Lastfall Erdbeben berücksichtigt werden. Aktuell (Januar 2017) ist in Deutschland der Eurocode 8 noch nicht bauaufsichtlich eingeführt, daher muss der Erdbebennachweis noch nach DIN 4149, Ausgabe 2005-04, geführt werden. Da die Stahlhallen „weiche“ Konstruktionen sind und die Eigenschwingzeit damit relativ groß ist, liegt die Maximalordinate der anzusetzenden Einwirkung S_d im Bereich des abfallenden Astes des Antwortspektrums.

In vielen Fällen ist es daher ausreichend, die Lasten aus Erdbeben mit den Windlasten zu vergleichen (siehe DIN 4149, Abschnitt 7.1 (3) a)). Wenn die Windlasten größer sind, braucht der Lastfall Erdbeben nicht weiter untersucht zu werden.

3.5 Lasten aus Photovoltaik-Anlagen

Neben dem Eigengewicht der Dacheindeckung und den Lasten aus der Konstruktion (Pfetten, Verbände, Binder) ist es inzwischen Standard geworden, vorsorglich eine Zusatzlast für eine Nachrüstung für PV-Elemente anzusetzen. Dabei ist zu unterscheiden zwischen geneigten Dächern mit im Regelfall dachparallelen PV-Elementen und Flachdächern mit oder ohne Begrünung mit aufgeständerten Elementen.

3.5.1 Lasten aus PV-Anlagen auf geneigten Dächern

In diesen Fällen wird sehr oft eine Zusatzlast für eine Nachrüstung dachparalleler PV-Elemente in Höhe von $0,2 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Dies ist für die Ermittlung der Vertikallasten der Pfetten und deren stützenden Bauteile – also für die Lastweiterleitung – ausreichend, unter Umständen für die Bemessung der Dachhaut aber zu wenig. Auch wenn die PV-Elemente nicht sofort eingebaut werden, sollte doch planerisch beachtet werden, wie die Elemente später befestigt werden. Wenn – wie häufig – die PV-Elemente mit Abmessungen von $1,65 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$ nur an vier Punkten befestigt werden, ergeben sich sowohl für die andrückenden Lasten als auch für die abhebenden Windsoglasten an den Befestigungspunkten im Dach später Einzellasten, die in der pauschalen Bemessung der Dacheindeckung mit einer Zusatzlast von $0,2 \text{ kN/m}^2$ nicht abgedeckt sind. Es gibt jedoch auch Systeme mit Schienen, die in jeder zweiten Sicke der Dachtrapezbleche befestigt werden und bei denen die Befestigungspunkte von Schiene zu Schiene versetzt sind, sodass eine annähernd gleichmäßige Lasteinleitung gegeben ist. Es wird empfohlen, diesen Punkt rechtzeitig zu klären, um in der späteren Ausführung

aufwendige und teure Lösungen für Unterkonstruktionen bei den PV-Elementen zu vermeiden.

3.5.2 Lasten aus PV-Anlagen auf Flachdächern mit oder ohne Begrünung (aufgeständerte Systeme)

Bei Flachdächern muss die Ausbildung der PV-Anlage in jedem Fall vor der Bemessung des Daches durchgeplant sein. Hier sind zwei grundsätzlich verschiedene Systeme im Einsatz: einerseits Systeme mit Schienen, die aufgeständert sind und deren Füße direkt auf den Pfetten oder Bindern verankert sind und andererseits Systeme, die frei auf der Dachhaut aufgestellt und gegebenenfalls ballastiert werden.

Die Systeme mit direkter Verankerung auf den Pfetten oder Bindern haben als entscheidenden Nachteil die große Anzahl an Durchdringungen durch die Dachhaut und sind deswegen nicht sehr beliebt (potenzielle Stellen mit undichter Dachhaut). Frei aufgestellte Systeme haben diesen Nachteil nicht, jedoch müssen diese ballastiert werden.

Bei beiden Systemen werden die PV-Anlagen geneigt. Bei alten Anlagen waren dies zwischen 25 und 30° Neigung (Südausrichtung), bei neuen Anlagen beträgt der Neigungswinkel nur noch 10 bis 15° . Anlagen mit Ost-West-Ausrichtung sind sogar noch flacher (7 bis 10°).

Trotz der geringen Neigung ergibt sich eine vergrößerte Windangriffsfläche und damit entstehen dachparallele Windlasten auf der ganzen Dachfläche, die in vielen Fällen im globalen Aussteifungsnachweis der Halle nicht berücksichtigt werden oder worden sind. Bei der Planung einer Halle für eine spätere Nachrüstung einer großen PV-Anlage sollte daher auf der Dachfläche mindestens eine dachparallele Windlast mit einem Reibungsbeiwert von $c_{fr} = 0,04$ berücksichtigt werden und bis zu den Fundamenten abgeleitet werden (siehe dazu EC 1, Teil 1-4, Gleichung 5.7 und Abschnitt 7.5). Steht fest, welche Anlage tatsächlich gebaut wird, muss der Windlastansatz anhand des Windgutachtens des PV-Anlagenherstellers überprüft werden.

Da die PV-Anlagen vorzugsweise auf großen Logistik-Hallen aufgebaut werden, spielen die Reibungskräfte auf dem Dach eine nicht zu vernachlässigende Rolle, wie das folgende Beispiel zeigt: Eine typische Logistikhalle mit knapp 10.000 m^2 Fläche hat bei einer Gebäudehöhe von 12 m bis zur Attika Abmessungen von $72 \text{ m} \times 144 \text{ m}$. Bei Wind auf die schmale Seite ergibt sich in der Dachebene aus Druck und Sog eine Windkraft von 306 kN (vereinfachter Lastansatz von 0 m bis 10 m Höhe mit $q = 0,5 \text{ kN/m}^2$ und von 10 m bis 12 m mit $q = 0,65 \text{ kN/m}^2$ nach Tabelle NA.B.3 aus NA zu EC 1, Teil 1-4). Aus der Reibung auf der Dachfläche folgt mit $c_{fr} = 0,04$ eine Windlast von $0,04 \cdot 144 \cdot 72 = 415 \text{ kN}$ und damit das 1,35-Fache der Last aus Druck und Sog!

Hinsichtlich der vertikalen Lasten aus dem Gewicht der Anlage können Anlagen mit Ballast auf begrün-

Dächern meist problemlos errichtet werden, weil die Begrünung gleichzeitig als Ballast dienen kann. Dazu werden die PV-Elemente auf Kunststoff- oder Blechwannen befestigt, in denen später das Substrat als Ballast eingefüllt wird. Die Gesamtbelastung für das Dach bleibt somit gleich, es kommt lediglich das geringe Gewicht der PV-Elemente dazu (Masse im Regelfall zwischen 8 und 12 kg/m² Brutto-Dachfläche).

Bei Dächern *ohne* Begrünung muss die Konstruktion der Anlage bei der Bemessung der Trapezblecheindeckung bekannt sein, damit die örtlich konzentrierte Lasteinleitung berücksichtigt werden kann. Bei Dächern mit oberliegender Wärmedämmung und geklebter Dachhaut aus PVC oder flexiblen Polyolefinen muss zusätzlich auf eine ausreichende Druckfestigkeit der Wärmedämmung geachtet werden, damit die Folie durch die konzentrierten Einzellasten aus den PV-Unterkonstruktionen nicht beschädigt wird.

Bei geneigten Systemen ist zu beachten, dass bei Höhengsprüngen über 50 cm die Schneeverwehungen zu berücksichtigen sind, d. h. die Schneelasten verteilen sich dann auf dem Dach ungleichmäßig.

3.6 Lasten aus Gebäudetechnik

Lasten aus der Gebäudetechnik (z. B. Lüftungsanlagen) sind auf Dacheindeckungen mit Trapezblech ohne Weiteres nicht möglich. Hier muss stets eine spezielle Unterkonstruktion, die direkt auf den Bindern aufgeständert ist, eingeplant werden. Diese Lasten sind vom Planer der haustechnischen Anlagen möglichst früh festzulegen und bei der Bemessung der Binder bzw. Rahmen als gesonderte Lasten zu berücksichtigen. Auch hier sei der Hinweis erlaubt, dass die Windlasten auf diese Geräte nicht vergessen werden dürfen. Durch die exponierte Lage auf dem Dach und durch die konstruktionsbedingten möglichst geringen Abmessungen der Aufständungen im Bereich der Durchdringung durch die Dachhaut ergeben sich auch bei vergleichsweise geringen absoluten Windlasten schnell große Beanspruchungen in den Bauteilen der Aufständungen und bei der Weiterleitung zu den Verbänden.

4 Statische Systeme und Bauweisen/Aussteifung

4.1 Allgemeines

Das wichtigste Unterscheidungsmerkmal von Industriehallen ist die Art der Abtragung der horizontalen Lasten aus Wind und Erdbeben, d. h. die Aussteifung des gesamten Bauwerks. Die Wahl des für den Anwendungszweck am besten geeigneten Aussteifungssystems steht ganz am Anfang der Tragwerksplanung einer Halle. Die folgenden Abschnitte geben einen Überblick über die am meisten gebauten Varianten und deren Vor- und Nachteile.

4.2 Grundlagen der Berechnung

Grundlage der Berechnung und Bemessung von Stahlhallen bildet der Eurocode 3. Von den 20 Teilen, die in Deutschland baurechtlich eingeführt sind, werden für die Bemessung von Stahlhallen im üblichen Hochbau im Wesentlichen nur die folgenden drei Teile benötigt:

- Teil 1-1 mit den Grundlagen der Bemessung in der Ausgabe 2010-12, der zugehörigen A1-Änderung in der Ausgabe 2014-07 und dem nationalen Anhang (NA) in der Ausgabe 2015-08;
- Teil 1-3 für die Bemessung der kaltgeformten, dünnwandigen Bauteile (Pfetten und Wandriegel, Trapezbleche und Sandwichelemente) in der Ausgabe 2010-12 einschließlich dem nationalen Anhang (NA) ebenfalls in der Ausgabe 2010-12¹⁾;
- Teil 1-8 für die Bemessung der Verbindungen und Anschlüsse in der Ausgabe 2010-12 einschließlich dem nationalen Anhang (NA) ebenfalls in der Ausgabe 2010-12.

Hinsichtlich der Berechnung von Industriehallen handelt es sich bei den Hauptbauteilen (Stützen und Riegel) um schlanke und leichte Bauteile, für die ein Stabilitätsnachweis erforderlich ist. Die Stabilitätsnachweise können prinzipiell auf zwei Arten geführt werden:

- Entweder wird eine Berechnung des Gesamtsystems nach Theorie II. Ordnung mit Ansatz der Vorverformungen durchgeführt und anschließend werden nur noch Querschnittsnachweise geführt
- oder es wird eine Berechnung des Gesamtsystems nach Theorie I. Ordnung durchgeführt und anschließend werden die Ersatzstabsnachweise nach EC 3, Abschnitt 6.3 geführt. Dabei muss dann im letzteren Fall zuvor die zum Gesamtsystem gehörende Knicklänge des Ersatzstabs ermittelt werden (z. B. mit Nogramm aus [6]).

Wichtig sind dabei

- die Unterscheidung zwischen einer ebenen und einer räumlichen Berechnung und
- die Unterscheidung, ob auch das räumliche Ausweichen des Einzelstabs berücksichtigt ist.

Die gängigen Stabwerksprogramme benutzen für räumliche Systeme im Regelfall Stabelemente mit 6 Freiheitsgraden, d. h. an jedem Knoten sind das die 3 Verschiebungen x , y und z sowie die drei Verdrehungen ϕ_x , ϕ_y und ϕ_z . Bei einer Berechnung in der Ebene werden die 6 Freiheitsgrade auf 3 reduziert: 2 Verschiebungen in der Ebene (x und z) sowie 1 Verdrehung um die Achse aus der Ebene (ϕ_y).

Bei einer Berechnung am ebenen System nach Theorie II. Ordnung mit den oben genannten Elementen und Ansatz der Vorverformungen gemäß EC 3, Abschnitt 5.3 sind anschließend in der Ebene nur noch die Querschnittsnachweise nach EC 3, Abschnitt 6.2 zu führen. Dies gilt jedoch nicht für das Versagen des Einzelquer-

1) Der nationale Anhang wird 2017 in einer überarbeiteten Version neu erscheinen.

BESTELLSCHEIN

Stück	Bestell-Nr.:	Titel	Preis* €
	978-3-433-03164-3	Stahlbau Kalender 2017	149,-
	909538	Gesamtverzeichnis Ernst & Sohn 2016/2017	kostenlos
Monatlicher E-Mail-Newsletter: Anmeldung unter www.ernst-und-sohn.de/newsletter			

Liefer- und Rechnungsanschrift: privat geschäftlich

Firma			
Ansprechpartner		Telefon	
UST-ID Nr. / VAT-ID No.		Fax	
Straße/Nr.		E-Mail	
Land	-	PLZ	Ort

Vertrauensgarantie: Dieser Auftrag kann innerhalb von zwei Wochen beim Verlag Ernst & Sohn, Wiley-VCH, Boschstr. 12, D-69469 Weinheim, schriftlich widerrufen werden.

Wilhelm Ernst & Sohn
 Verlag für Architektur und
 technische Wissenschaften
 GmbH & Co. KG
 Rotherstraße 21, 10245 Berlin
 Deutschland
www.ernst-und-sohn.de



Datum / Unterschrift

*€-Preise gelten ausschließlich in Deutschland. Alle Preise enthalten die gesetzliche Mehrwertsteuer. Die Lieferung erfolgt zuzüglich Versandkosten. Es gelten die Lieferungs- und Zahlungsbedingungen des Verlages. Irrtum und Änderungen vorbehalten.
 Stand: Mai 2017 (homepage_Probekapitel)