

2009

STAHLBAU KALENDER

Herausgegeben von
Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

11. Jahrgang

2009

STAHLBAU KALENDER

Herausgegeben von
Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

11. Jahrgang

Hinweis des Verlages

Die Recherche zum Stahlbau-Kalender ab
Jahrgang 1999 steht im Internet zur Verfügung
unter www.ernst-und-sohn.de

Titelbild: Bahnhof Liège-Guillemins, Belgien; Architekt: Santiago Pevsner Calatrava Valls;
Tragwerksplanung: Bureau d'études Greisch; Stahlbau: Elaborados Metálicos S.A.
(Bildquelle: Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart)

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der
Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten
sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

© 2009 Ernst & Sohn

Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlages in irgendeiner Form – durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt werden.

All rights reserved (including those of translation into other languages). No part of this book may be reproduced in any form – by photoprint, microfilm, or any other means – nor transmitted or translated into a machine language without written permission from the publishers.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Umschlaggestaltung: Sonja Frank, Berlin

Herstellung: HillerMedien, Berlin

Satz: Hagedorn Kommunikation, Viernheim

Druck: MercedesDruck, Berlin

Bindung: Stein + Lehmann, Berlin

Printed in the Federal Republic of Germany

ISBN: 978-3-433-02909-1

ISSN: 1438-1192

Vorwort

Was ist typisch für Stahl und Stahlkonstruktionen? – Die außergewöhnlich hohe Tragfähigkeit des Werkstoffs erlaubt Tragstrukturen unter Konzentration des Materials auf ein Minimum. Die Folge sind besonders schlanke Bauteile und Bauwerke aus Stahl. Der neue Stahlbau-Kalender 2009 beschäftigt sich im Schwerpunkt mit Fragen der Stabilität, also mit schlanken Strukturen aus Stahl, ihren Möglichkeiten und Herausforderungen.

Im November 2008 sind die **Neufassungen von DIN 18800 Teile 1 und 2** erschienen. Sie beinhalten alle bisherigen Änderungen und Ergänzungen der verschiedenen Fassungen der Anpassungsrichtlinie, Anhänge usw. und geben vor allem eine umfassende Aktualisierung der Normenbezüge. Besonders die Aktualisierung der Stahlsorten im Zusammenhang mit der Neufassung von DIN EN 10025 ist hier von Bedeutung. Der Originaltext von DIN 18800 ist durch Dr.-Ing. *Sascha Hothan*, ehemals Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), wie gewohnt zweispaltig umgesetzt und die Kommentierung sachverständig überarbeitet worden. Auch gibt es wieder eine Synopse der Unterschiede zu den vergleichbaren europäischen Normteilen in DIN EN 1993 (Eurocode 3).

Der Kernbeitrag **Schlanke Stabtragwerke** von Prof. Dr.-Ing. *Joachim Lindner* und Dr.-Ing. *Stefan Heyde* behandelt die Nachweisformen für die Stabstabilitätsnachweise sowohl in DIN 18800 als auch in DIN EN 1993-1-1. Sie gehen dabei auf neue im Zusammenhang mit Eurocode 3 entwickelte vereinfachte Nachweisformen und auf heute übliche rechnergestützte Nachweise nach Theorie II. Ordnung mit dem schwierigen Ansatz angemessener Vorverformungen ein. Von besonderer praktischer Relevanz sind neue Möglichkeiten, konstruktive Ausbildungen wie halbe Kopfplattenanschlüsse und Drehbettung durch anschließende Bauteile in den theoretischen Annahmen zu berücksichtigen. Gegenüber dem Beitrag im Stahlbau-Kalender 2004 sind nicht nur viele Aktualisierungen und neue Bezüge hinzugekommen, sondern es sind aufgrund neuer Forschungsergebnisse auch Hinweise für die Nachweise von Druckstäben mit Kontaktstößen und für Stahlstützen ergänzt worden.

Vor allem die Entwicklung neuer Stahlsorten mit hoher Festigkeit und sehr guten Schweiß-eigenschaften führt vermehrt dazu, dass geschweißte, aus dünnen Blechen zusammenge-

setzte Querschnitte verwendet werden. Die Bleche erreichen dabei oftmals so hohe Schlankheiten, dass sie unter Druck- und Schubbeanspruchung zum Ausbeulen neigen. Seit Februar 2007 liegt in Deutschland die europäisch harmonisierte Norm DIN EN 1993-1-5 als Weißdruck vor, die zukünftig die Bemessung und Konstruktion von plattenförmigen Bauteilen regelt und die nach Ablauf der Koexistenzperiode voraussichtlich im April 2010 die derzeit gültige deutsche Norm DIN 18800 Teil 3 ablösen wird. Mein Mitarbeiter Dipl.-Ing. *Benjamin Braun* und ich geben mit unserem Beitrag **Bemessung und Konstruktion von aus Blechen zusammengesetzten Bauteilen nach DIN EN 1993-1-5** einen Einstieg in diese neue Stabilitätsnorm, die zum Teil für die Bemessungspraxis in Deutschland ungewohnte Regelungen enthält, aber auch neue Möglichkeiten bietet.

Während DIN EN 1993-1-5 schlanke, aus Blechen zusammengesetzte Querschnitte behandelt, wie sie im Brückenbau oder im schweren Industriebau vorkommen, zielt DIN EN 1993-1-3 auf kaltgeformte dünnwandige Bauteile, wie sie im leichten Hochbau zum Beispiel als Pfetten ihre Anwendung finden. In **Kaltgeformte, dünnwandige Bauteile und Bleche aus Stahl nach DIN EN 1993-1-3** zeigen Dr.-Ing. habil. *Bettina Brune* und Dipl.-Ing. *Jens Kalameya*, wie sich durch den Übergang von der nationalen Normung zur europäischen Normung auch für diesen Bereich die Nachweis-konzepte ändern. Eine ganze Reihe von Beispielrechnungen erläutert die Anwendung der neuen Regeln für typische dünnwandige Stäbe. Während Prof. Dr.-Ing. *Herbert Schmidt* im Stahlbau-Kalender 2002 seinen Beitrag über Schalenstabilität noch parallel auf der Basis von DIN 18800 Teil 4 und der europäischen Vornorm ENV 1993-1-6 verfasst hat, konzentriert er sich mit **Stabilität stählerner Schalen-tragwerke** jetzt ganz auf das sehr konsequente Konzept der europäischen Norm DIN EN 1993-1-6, das eben nicht nur Stabilitätsnachweise enthält, sondern auch andere Versagenszustände behandelt. Dabei nehmen die „numerisch gestützten“ Nachweisformate mittels globaler FEM-Berechnung breiten Raum ein, da sie in der Praxis immer häufiger angewandt werden. Für ausgewählte Schalenbeulfälle, wie unversteifte Kreiszyinderschalen, versteifte Kreiszyinder oder unversteifte Rotationsschalen, werden zusätzliche Hinweise gegeben.

Nach diesen Grundlagenbeiträgen zur Stabilität sind bewusst im Folgenden auch Anwendungsfelder ausgewählt und behandelt, die schlanke Tragwerke beinhalten, bei denen Stabilität eine Rolle spielen kann. So stellen Dr. Ing. *Martin Kaldenhoff* und Dr.-Ing. *Cornelius Ruckenbrod* die **Einwirkungen auf Silos aus Metallwerkstoffen** zusammen. Neben den üblichen Einwirkungen wie Eigen- und Nutzlasten, Windeinwirkungen, Schnee und Eislasten usw. spielen vor allem die Lasten infolge von gelagerten Füllgütern (Schüttgut, Gärfutter, Gülle) die entscheidende Rolle. Diese stehen bei Silobauwerken in einem hohen Maße in Wechselwirkung mit der Silokonstruktion, sodass die von den Autoren verfassten kenntnisreichen Erläuterungen und Hinweise für die Praxis sehr hilfreich sind.

Ganz am anderen Ende schlanker Konstruktionen liegt das Thema der **Membrantragwerke**. Hier besteht eine enge Verquickung von architektonischen, funktionellen und statischen Kriterien. Dipl.-Ing. *Knut Göppert* und Dipl.-Ing. *Markus Balz* aus dem Ingenieurbüro Schlaich, Bergermann & Partner haben die Besonderheiten und Konstruktionsformen bezüglich der Tragstrukturen und Membranen selbst zusammengestellt. In den letzten Jahren haben die erstellten Bauwerke mit Flächen aus transparenten Folien an Bedeutung gewonnen. Das Wissen um diese Bauweise ist allerdings nicht besonders weit verbreitet und schwer zugänglich. Über konstruktive Besonderheiten, Fertigung und Montage von Membrantragwerken enthält der aktuelle Beitrag gegenüber dem Stahlbau-Kalender 2004 deutliche Ergänzungen.

Dünnwandige flächige Bauelemente aus Metall bilden in Dach- und Wandkonstruktionen den Raumabschluss und leiten äußere Einwirkungen in die Unterkonstruktion. Während Trapez- und Kassettenprofile überwiegend im Zusammenhang mit Wärme- und Schalldämmung montiert werden, wird bei Sandwichelementen die Wärmedämmung schon bei der Produktion als Stützkern zwischen zwei dünnen Deckschichten eingebaut. Obwohl die leichten Bauelemente einfach und mit geringem Aufwand montiert werden können, sind für eine richtige Planung und Anwendung Spezialkenntnisse erforderlich, die vorwiegend bei den Herstellern und einigen spezialisierten Anwendern vorhanden sind. Zur weiteren Verbreitung der Erkenntnisse über den richtigen Umgang mit Well-, Trapez- und Kassettenprofilen ist der vorliegende Beitrag

Stahlprofiltafeln für Dächer und Wände von Dr.-Ing. *Knut Schwarze* und Dipl.-Ing. *Oliver Raabe* gedacht.

Gerüste sind dadurch charakterisiert, dass die notwendige Gewichtserleichterung und Windlastminimierung durch filigrane Konstruktionen aus Fachwerken und leichten Rahmen erreicht werden. Gerüste müssen darüber hinaus wegen ihrer kurzen Nutzungszeit leicht abbaubar sein. Diese Aspekte werden im Beitrag **Gerüstbau – Stabilität und statisch-konstruktive Aspekte** von Dr.-Ing. *Robert Hertle* behandelt. Aufbauend auf einer Zusammenfassung der wesentlichen konstruktiven und einsetzspezifischen Randbedingungen für temporäre Bauhilfsmittel werden die praxisrelevanten normativen Grundlagen im Zusammenhang mit der europäischen Harmonisierung erläutert, die aus der Weiterentwicklung der Werkstoffe resultierenden statisch-konstruktiven Möglichkeiten beleuchtet, die Nachweisverfahren im Gerüstbau unter besonderer Berücksichtigung der wichtigen Einflüsse der Theorie II. Ordnung diskutiert und die für den Gerüstbau relevanten Aspekte der Verankerungstechnik in Massivbaukonstruktionen dargestellt.

Dehnfugen bei Straßenbrücken dienen der Überführung der Fahrzeuge und Fußgänger über den Spalt zwischen Überbauende und Kammerwand des Widerlagers oder zwischen zwei Überbauenden. Sie müssen Verkehrslasten abtragen und die relativen Verformungen zwischen Überbau und Widerlager oder zwischen den Überbauten ausgleichen. Im Beitrag **Dynamisches Verhalten von Lamellen-Dehnfugen** von Dr.-Ing. *Joachim Braun*, Dr.-Ing. *Johan S. Leendertz*, Dipl.-Ing. *Tobias Schulze*, Dipl.-Ing. *Bernd Urich* und Dipl.-Ing. *Bernhard Volk* werden insbesondere die dynamischen Einwirkungen auf Fahrbahnübergänge und deren Verhalten einschließlich der Folgen für die Bemessung, Konstruktion und Herstellung der Lamellen-Dehnfugen betrachtet. Es wird ein Überblick über aktuelle nationale Regelungen für Fahrbahnübergänge gegeben und über zukünftige europäische Regelungen informiert. Insbesondere werden Hinweise zur Verbesserung von Konstruktionen gegeben, die Schäden an Fahrbahnübergängen aufgrund von dynamischen Aspekten zukünftig vermeiden helfen. Den Abschluss bildet der Beitrag des DSTV zum aktuellen Thema **Stahlpreise** von den Rechtsanwälten *Karl-Heinz Güntzer* und Dr. *Peter Hammacher*. Seit Ende November 2003 sind die Preise für Stahl weltweit rasant ange-

stiegen, wie dies so zuvor noch nie zu beobachten war. Normalerweise hat der Käufer den Stahl zu dem vertraglich vereinbarten Preis abzunehmen, der Lieferant zu dem vereinbarten Preis zu liefern. Wie sich hieraus entstehende Konflikte durch eine vorausschauende Vertragsgestaltung vermeiden lassen und somit das Risiko des Preisanstiegs zwischen Auftragnehmer und Auftraggeber angemessen verteilt wird, erklären die Autoren.

Ich möchte mich – auch im Namen des Verlags Ernst & Sohn – bei allen Autoren und Mitarbeitern für ihre Leistung bedanken. Ihren persönlichen Einsatz dabei weiß ich besonders zu schätzen, weil er neben einer Vielzahl von anderen Verpflichtungen und Aufgaben und in die-

sem Jahr aus organisatorischen Gründen unter besonders hohem Zeitdruck erbracht wurde. Gerade in den vorausgesagten wirtschaftlich schwierigen Zeiten muss der Stahlbau-Kalender als Wissensforum für qualifizierten Stahlbau gepflegt werden, um die Entwicklung neuer Chancen und Möglichkeiten für den Stahlbau auch in der Zukunft zu unterstützen.

Hinweisen möchte ich auch auf den diesjährigen Stahlbau-Kalender-Tag am 19. Juni 2009, bei dem die Autoren aus ihren Beiträgen vortragen werden und zur Diskussion und für Fragen zur Verfügung stehen.

Stuttgart, Januar 2009
Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Inhaltsübersicht

- 2 **Schlanke Stabtragwerke 273**
Joachim Lindner, Stefan Heyde

- 3 **Bemessung und Konstruktion von aus Blechen zusammengesetzten Bauteilen nach DIN EN 1993-1-5 381**
Benjamin Braun, Ulrike Kuhlmann

- 4 **Kaltgeformte, dünnwandige Bauteile und Bleche aus Stahl nach DIN EN 1993-1-3 – Hintergründe, Bemessung und Beispiele 455**
Bettina Brune, Jens Kalameya

- 5 **Stabilität stählerner Schalentragwerke 529**
Herbert Schmidt

- 6 **Einwirkungen auf Silos aus Metallwerkstoffen 613**
Cornelius Ruckenbrod, Martin Kaldenhoff

- 7 **Membrantragwerke 707**
Knut Göppert, Markus Balz

- 8 **Stahlprofiltafeln für Dächer und Wände 761**
Knut Schwarze, Oliver Raabe

- 9 **Gerüstbau – Stabilität und statisch-konstruktive Aspekte 857**
Robert Hertle

- 10 **Dynamisches Verhalten von Lamellen-Dehnfugen 949**
Joachim Braun, Johan Sebastian Leendertz, Tobias Schulze, Bernd Urich, Bernard Volk

- 11 **Stahlpreise (Stand: 01.01.2009) 991**
Karl Heinz Güntzer, Peter Hammacher

- Stichwortverzeichnis 1005**

Hinweis des Verlages

Die Recherche zum Stahlbau-Kalender ab Jahrgang 1999 steht im Internet zur Verfügung unter www.ernst-und-sohn.de

Autorenverzeichnis

Dipl.-Ing. Markus Balz
Schlaich, Bergemann und Partner
Hohenzollernstraße 1
70178 Stuttgart

Dipl.-Ing. Benjamin Braun
Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart

Dr.-Ing. Joachim Braun
RW Sollinger Hütte GmbH
Auschnippe 52
37170 Uslar

Priv. Doz. Dr.-Ing. habil. Bettina Brune
Technische Universität Dortmund
Lehrstuhl für Stahlbau
August-Schmidt-Straße 6
44227 Dortmund

Dipl.-Ing. Knut Göppert
Schlaich, Bergemann und Partner
Hohenzollernstraße 1
70178 Stuttgart

RA Karl Heinz Güntzer
Hahnenstraße 32
50259 Pulheim

RA Dr. Peter Hammacher
Hangäckerhöfe 7
69126 Heidelberg

Dr.-Ing. Robert Hertle
Ingenieurbüro Dr. Hertle
Bussardstraße 8
82166 Gräfelfing

Dr.-Ing. Stefan Heyde
Technische Universität Berlin
Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau
Gustav-Meyer-Allee 25
13355 Berlin

Dr.-Ing. Sascha Hothan
Bundesanstalt für Materialforschung
und -prüfung
Fachgruppe VII.3, Abt. Bauwerkssicherheit
Unter den Eichen 87
12205 Berlin

Dipl.-Ing. Jens Kalameya
Technische Universität Dortmund
Lehrstuhl für Stahlbau
August-Schmidt-Straße 6
44227 Dortmund

Dr.-Ing. Martin Kaldenhoff
HHW + Partner Beratende Ingenieure
Wolfenbütteler Straße 31b
38102 Braunschweig

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart

Dr.-Ing. Johan Sebastian Leendertz
Rijkswaterstaat Bouwdienst
SWI
Griffioenlaan 2
2526 LA Utrecht
Niederlande

Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. Joachim Lindner
Furtwänglerstraße 20B
14193 Berlin

Dipl.-Ing. (FH) Oliver Raabe
Ingenieurbüro Berner & Gruber GmbH
An der Höhe 2
65207 Wiesbaden

Dr.-Ing. Cornelius Ruckenbrod
SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH
Stephanienstr. 102
76133 Karlsruhe

Prof. em. Dr.-Ing. Herbert Schmidt
PSP – Prof. Schmidt und Partner
Kruppstraße 98
45145 Essen

Dipl.-Ing. Tobias Schulze
RW Sollinger Hütte GmbH
Auschnippe 52
37170 Uslar

Dr.-Ing. Knut Schwarze
Am Stoß 9
57234 Wilnsdorf

Dipl.-Ing. Bernd Urich
mageba SA
Solistraße 68
8180 Bülach
Schweiz

Dipl.-Ing. (FH) Bernhard Volk
Maurer Söhne GmbH & Co. KG
Frankfurter Ring 193
80807 München

Herausgeberin

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Universität Stuttgart
Institut für Konstruktion und Entwurf
Schwerpunkte Stahlbau, Hochbau und
Verbundbau
Pfaffenwaldring 7
70569 Stuttgart

Verlag

Ernst & Sohn Verlag für Architektur und
technische Wissenschaften GmbH & Co. KG
Rotherstraße 21
10245 Berlin
Tel.: (0 30) 47 03 12 00
Fax: (0 30) 47 03 12 70
E-Mail: Info@ernst-und-sohn.de
www.ernst-und-sohn.de

Inhaltsübersicht früherer Jahrgänge

Ein Rechercheprogramm für alle erschienenen Ausgaben des Stahlbau-Kalenders steht seit Mai 2003 auf der Homepage des Verlages zur Verfügung.

Stahlbau-Kalender 1999

Stahlbaunormung – heute und in Zukunft
Horst J. Bossenmayer

Stahlbaunormen – Kommentierte Stahlbauregelwerke
Helmut Eggert

Stahlbaunormen – Erläuterungen und Beispiele zur Anwendung der Stahlbaugrundnorm
Dietmar H. Maier

Beispiele aus dem Verbundhochbau
Ulrike Kuhlmann, Jürgen Fries,
Hans-Peter Günther

Konstruktion und Bemessung von Dach- und Wandflächen aus Stahl
Knut Schwarze, Friedrich A. Lohmann

Bemessungshilfen für nachgiebige Stahlknoten mit Stirnplattenanschlüssen
Ferdinand F. Tschemmerneegg, Thomas Angerer,
Matthias Frischhut

Glas im konstruktiven Ingenieurbau
Ömer Bucak

Deutscher Stahlbau-Verband

Stahlbau-Kalender 2000

Stahlbaunormen – Kommentierte Stahlbauregelwerke
Helmut Eggert

Stahlbaunormen – Erläuterungen und Beispiele zu DIN 18800, Teil 3
Bettina Brune

Neue Verbundbaunorm E DIN 18800-5 mit Kommentar und Beispielen
Gerhard Hanswille, Reinhard Bergmann

Bemessung von Flachdecken und Hutprofilen
Ulrike Kuhlmann, Jürgen Fries,
Michael Leukart

Brandsicherheit von Stahlverbundtragwerken
Mario Fontana

Korrosionsschutz von Stahlbauten
Werner Katzung

Baubetrieb im Stahl- und Verbundbau
Jörg Lange

Bauen mit Seilen
Udo Peil

Arbeitnehmerüberlassung
Karl Heinz Gützter

Deutscher Stahlbau-Verband

Stahlbau-Kalender 2001

Stahlbaunormen – Kommentierte Stahlbauregelwerke
Helmut Eggert

Stahlbaunormen – Neue Vornorm
DIN V 18800-7 für die Ausführung von Stahlbauten mit Kommentar
Lothar Bär, Herbert Schmidt

Nationale brandschutztechnische Bemessung
Peter Schaumann

Ausgewählte Trägeranschlüsse im Verbundbau
Ulrike Kuhlmann, Kai Kürschner

Stähle für den Stahlbau – Auswahl und Anwendung in der Praxis
Ralf Hubo, Falko Schröter

Nichtrostende Stähle im Bauwesen
Helmut Saal, Gerhard Steidl

Guss im Bauwesen
Friedrich Mang, Stefan Herion

Patent- und Urheberrechte des Auftragnehmers
Karl Heinz Gützter

Stahlbau-Kalender 2002

Stahlbaunormen – Kommentierte Stahlbauregelwerke
Helmut Eggert

Stahlbaunormen – Beulsicherheitsnachweise für Schalen nach DIN 18800 Teil 4, E-DAST-Richtlinie 017 und DIN V ENV 1993-1-6
Herbert Schmidt

Geschraubte Verbindungen
Uwe Hasselmann, Günther Valtinat

Stahl im Hochhausbau
Jörg Lange, Jörrit Kleinschmitt

Geschossdecken mit Profilblechen
Ingeborg Sauerborn, Norbert Sauerborn

Hohlprofilkonstruktionen im Geschossbau –
Ausblick auf die europäische Normung
Ram Puthli

Vergaberecht in der Bundesrepublik
Deutschland
Karl Heinz Gützer

Deutscher Stahlbau-Verband

Stahlbau-Kalender 2003

Europäische Harmonisierung für Bauprodukte –
Technische Baubestimmungen
Horst J. Bossenmayer, Matthias Springborn

Stahlbaunormen – Kommentierte Stahlbau-
regelwerke
Helmut Eggert

Stahlbaunormen – Neue Norm DIN 18800-7 –
Stahlbauten – Ausführung und Hersteller-
qualifikation – mit Kurzkommentaren
Lothar Bär, Herbert Schmidt

Interaktion Bauwerk – Baugrund
Norbert Vogt

Kranbahnen und Betriebsfestigkeit
Ulrike Kuhlmann, André Dürr,
Hans-Peter Günther

Stahlhallen
Ingbert Mangerig, Cedrik Zapfe

Fassaden
Ömer Bucak, Franz Heger

Windlasten auf Bauwerke
Udo Peil, Hans-Jürgen Niemann

Insolvenzen vermeiden – Nachträge durchsetzen
Karl Heinz Gützer

Stahlbau-Kalender 2004

Stahlbaunormen – Kommentierte Stahlbau-
regelwerke
Helmut Eggert

Stahlbaunormen – DAST-Richtlinie 019 –
Brandsicherheit von Stahl- und Verbundbau-
teilen in Büro und Verwaltungsgebäuden
Peter Schaumann, Alexander Heise,
Klaus Veenker

Schweißen im Stahlbau
Christian Ahrens, Rainer Zwätz

Schlanke Stabtragwerke
Joachim Lindner, Stefan Heyde

Träger mit profilierten Stegen
Hartmut Pasternak, Dina Hannebauer

Maste und Türme
Udo Peil

Gerüstbau
Gerald Ast, Gerhard E. Völkel

Radioteleskope
Hans Jürgen Kärcher

Membrantragwerke
Knut Göppert

Sicherheitsleistungen durch Bürgschaften und
ihre Kosten
Karl Heinz Gützer

Stahlbau-Kalender 2005

Stahlbaunormen – Kommentierte Stahlbau-
regelwerke
Helmut Eggert

Stahlbaunormen – Verbundtragwerke aus Stahl
und Beton, Bemessung und Konstruktion –
Kommentar zu DIN V 18800-5, Ausgabe
November 2004
Gerhard Hanswille, Markus Schäfer

Mechanische Verbundmittel für Verbundträger
aus Stahl und Beton
Kai Kürschner, Ulrike Kuhlmann

Betondübel im Verbundbau
Ingbert Mangerig, Cedrik Zapfe, Sascha Burger

Momententragfähige Anschlüsse mit und ohne
Steifen
Dieter Ungermann, Klaus Weynand, Jean-Pierre
Jaspart, Björn Schmidt

Setzbolzen im Stahlbau
Hermann Beck, Martin Reuter

Zugstäbe und ihre Anschlüsse
Karsten Kathage, Daniel C. Ruff,
Thomas Ummenhofer

Kleben von Stahl
Hartmut Pasternak, Anja Schwarzlos

Kleben im Glasbau
Anneliese Hagl

Erdbebenschutzsysteme für den Hoch- und
Brückenbau
Christian Petersen, Hans Beutler,
Christian Braun, Ingbert Mangerig

Steigende Materialpreise – betriebs-
wirtschaftliche und juristische Aspekte
Karl Heinz Gützter

Stahlbau-Kalender 2006

Stahlbaunormen – Kommentierte Stahlbau-
regelwerke
Helmut Eggert, Gesche Henke

Stahlbaunormen – DIN 18800-7 Stahlbauten –
Ausführung und Herstellerqualifikation – mit
Kurzkomentaren
Lothar Bär, Herbert Schmidt

Stahlbaunormen – DIN 18800-7 Stahlbauten –
Ausführung und Herstellerqualifikation –
Entwurf A1-Änderung
Volker Hüller

Stahlbaunormen – DAST-Richtlinie 009 Stahl-
sortenauswahl für geschweißte Stahlbauten –
Kommentar
Bertram Kühn, Gerhard Sedlacek

Grundlagen und Erläuterung der neuen
Ermüdungsnachweise nach Eurocode 3
Alain Nussbaumer, Hans-Peter Günther

Bewertung bestehender Stahlbrücken
Karsten Geißler, Wolfgang Graße,
Klaus Brandes

Die Zerstörungsfreie Prüfung (ZfP) und deren
Bewertung im Stahlbau
Karl-Heinz Fischer, Helmut Schmeink

Korrosionsschutz von Stahlbauten
Werner Katzung

Zylindrische Behälter aus Stahl –
Bemessungskonzept und statische Tragwirkung
Richard Greiner, Andreas Taras

Stahlwasserbau
Wilfried Meinhold, Ulrike Gabrys, Claus Kunz,
Günter Binder, Manfred Baumann

Präqualifikation von Bauunternehmen
Karl Heinz Gützter

Stahlbau-Kalender 2007

Stahlbaunormen – Kommentierte Stahlbau-
regelwerke
Helmut Eggert, Gesche Henke

Stähle für den Stahlbau – Anwendung moderner
Baustähle und Neuerungen im Regelwerk
Falko Schröter

Nichtrostende Stähle nach der allgemeinen
bauaufsichtlichen Zulassung Z-30.3-6
Helmut Saal, Detlef Ulbrich, Michael Volz

Konstruieren mit Aluminium
Dimitris Kosteas, Christina Radlbeck

Guss im Bauwesen
Stefan Herion

Faserverbundwerkstoffe im Bauwesen
Jan Knippers, Markus Gabler

Konstruktiver Glasbau – Grundlagen und
Bemessung
Geralt Siebert, Tobias Herrmann,
Andreas Haese

Tragstrukturen für Windenergieanlagen
Peter Schaumann, Cord Böker, Tim Rutkowski,
Fabian Wilke

CAD im Stahlbau – Bestandsaufnahme und
Ausblick
Hans-Walter Haller, Klaus Thiele,
Hans-Ulrich Batzke, Alfred Asam

Gewährleistung des Bauunternehmers
Karl Heinz Gützter

Stahlbau-Kalender 2008

Stahlbaunormen – Kommentierte Stahlbau-
regelwerke, Neufassung DIN 18800
Sascha Hothan, Gesche Voith

Schweißen
Christian Ahrens, Rainer Zwätz

Baudynamik für die Praxis

Udo Peil

Dynamische Windwirkungen

Udo Peil, Mathias Clobes

Tragverhalten, Auslegung und Nachweise von
Stahlhochbauten in Erdbebengebieten

Ioannis Vayas

Stahlkonstruktionen unter Explosions-
beanspruchung

Marcus P. Rutner, Norbert Gebbeken,

Ingbert Mangerig, Oliver Zapfe,

Rüdiger Müller, Matthias Wagner,

Achim Pietzsch, Martin Mensinger

Dynamik von Eisenbahnbrücken

Lamine Bagayoko, Eckart Koch, Rüdiger Patz

Personeninduzierte Schwingungen von

Fußgängerbrücken

Christiane Butz, Johann Distl

Schwingungsanfällige Zugglieder im

Brückenbau

Karl. G. Schütz, Michael Schmidmeier,

Ralf Schubart, Jörg Frickel, Antje Schumann

Glas im konstruktiven Ingenieurbau

Ömer Bucak, Christian Schuler

Rissbildung durch Flüssigmetallversprödung
beim Feuerverzinken von Stahlkonstruktionen

Markus Feldmann, Thomas Pinger,

Dirk Tschickardt, Peter Langenberg,

Peter Karduck,

Alexander Freiherr von Richthofen

Haftung für Schäden an Stahlkonstruktionen

Karl Heinz Güntzer

2

Schlanke Stabtragwerke

Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. Joachim Lindner

Dr.-Ing. Stefan Heyde

Inhalt

- 1 Einleitung** 277
 - 1.1 Generelle Anmerkungen 277
 - 1.2 Allgemeines 278
 - 1.3 Zum Begriff der Schlankheit 279
 - 1.4 Querschnittstragfähigkeit 280
 - 1.5 Unterscheidungen bei Stabilitätsproblemen 281
 - 1.6 Trennung von Biegeknicken und Biegedrillknicken 282

- 2 Tragsicherheitsnachweise** 283
 - 2.1 Untersuchungen nach Theorie II. Ordnung 283
 - 2.2 Einzelstäbe, die durch mehrere Schnittgrößen gleichzeitig beansprucht werden 284
 - 2.3 Versagensmöglichkeiten 285
 - 2.3.1 Biegeknicken in einer Ebene 285
 - 2.3.2 Biegeknicken bei doppelter Biegung 285
 - 2.3.3 Biegedrillknicken 285
 - 2.4 Zusammenstellung der Möglichkeiten der baupraktischen Behandlung von Stabilitätsproblemen 285

- 3 Querschnittsnachweis** 286
 - 3.1 Allgemeines 286
 - 3.2 Spannungsnachweis nach Elastizitätstheorie $N + M_y + M_z$ 287
 - 3.3 Plastische Querschnittsinteraktion 287
 - 3.3.1 Allgemeines 287
 - 3.3.2 I-Profile unter $N + M_y$ 288
 - 3.3.3 I-Profile unter $N + M_z$ 292
 - 3.3.4 Berücksichtigung von Schubspannungen aus Querkraft und Torsion 293
 - 3.3.5 Rohrprofile unter $N + M_y$ 293
 - 3.3.6 Rechteckhohlprofile unter $N + M_y$ 294
 - 3.4 Spannungsnachweis für $M_y + M_z + M_w$ 295
 - 3.5 Plastische Querschnittsinteraktion $N + M_y + M_z$ 295

- 4 Elastizitätstheorie II. Ordnung für den Stabilitätsfall Biegeknicken** 295
 - 4.1 Schnittgrößen Theorie II. Ordnung 295
 - 4.2 Imperfektionen 296
 - 4.3 Anordnung und Form von Vorverformungen bei Durchlaufträgern 298
 - 4.4 Größe und Schlankheitsabhängigkeit der Vorkrümmungen 299

- 4.5 Vorverdrehungen 302
- 4.6 Integraler Ansatz der maßgebenden Knickeigenform 304

- 5 Nachweise mit vereinfachten Verfahren als Ersatzstabverfahren, Interaktionsgleichungen** 306
 - 5.1 Allgemeines 306
 - 5.2 Planmäßig mittiger Druck 307
 - 5.3 Einachsige Biegung M_y 308
 - 5.4 Einachsige und zweiachsige Biegung mit Normalkraft – Biegeknicken und Biegedrillknicken nach DIN 18800-2 310
 - 5.5 Einachsige und zweiachsige Biegung mit Normalkraft – Biegeknicken und Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1 311
 - 5.5.1 Allgemeines 311
 - 5.5.2 Gleichförmige Stäbe unter Biegung und Normalkraft 312
 - 5.5.3 Beanspruchung durch Druck und einachsige Biegung – Stabilitätsfall Biegeknicken 313
 - 5.5.4 Verdrehsteife Stäbe unter zweiachsiger Biegung und Normalkraft 315
 - 5.5.5 Verdrehweiche Stäbe unter einachsiger Biegung M_y und Normalkraft 316
 - 5.5.6 Verdrehweiche Stäbe unter zweiachsiger Biegung und Normalkraft 317
 - 5.5.7 Beispiel 318
 - 5.5.8 Allgemeines Verfahren nach DIN EN 1993-1-1 (6.3.4) für Stabilitätsnachweise 320

- 6 Ideales Biegedrillknickmoment M_{Ki} nach Elastizitätstheorie** 320
 - 6.1 Allgemeines 320
 - 6.2 Darstellungsarten 321
 - 6.3 Positive Effekte aus der Konstruktion 324
 - 6.3.1 Horizontale Halterung am Obergurt durch angrenzende Bauteile 324
 - 6.3.2 Drehbettung mit mehreren Anteilen 328
 - 6.3.3 Drehbettung für Trapezprofile beim Vorliegen vergrößerter Auflast 329
 - 6.3.4 Bedeutung des Kontaktmomentes bei Berücksichtigung der Drehbettung 331
 - 6.3.5 Elastische Wölbbehinderung durch Kopfplatten 332

- 6.4 Negative Effekte aus der Konstruktion 335
- 6.4.1 Kopfplattenanschlüsse mit reduzierten Kopfplatten 335
- 6.4.2 Ausklinkungen 339
- 6.4.3 Lagerung nur am Untergurt 340

- 7 Wirkung und Erfassung der Drehbettung 342**
- 7.1 Mindeststeifigkeit 342
- 7.2 Direkte Berücksichtigung von c_{ϕ} bei der Berechnung von M_{Ki} 346
- 7.3 Erfassung von c_{ϕ} in M_{Ki} über ein ideelles St. Venant'sches Torsionsträgheitsmoment I_T^* 347
- 7.4 Ideales Biegedrillknickmoment M_{Ki} bei gebundener Drehachse und Drehbettung c_{ϕ} – Verbundträger mit oben liegendem Betongurt 348

- 8 Biegedrillknicken von Hallenrahmen 350**
- 8.1 Allgemeines 350
- 8.2 Untersuchung von elastisch gelagerten Teilsystemen 350
- 8.2.1 Allgemeines 350
- 8.2.2 Beispiel 350
- 8.3 Annahme unvollständiger Gabellagerung am Kopf der Stütze 353
- 8.4 Mindeststeifigkeit C_{ϕ} für Stützen 354

- 9 Theorie II. Ordnung für räumlich belastete Stäbe 357**
- 9.1 Lösung nach der Elastizitätstheorie 357
- 9.2 Vorverformungen 358
- 9.3 Verdrehung und Wölbmoment nach Wölbkrafttorsion 359
- 9.4 Vereinfachte Bestimmung von Verdrehung und Wölbmoment 360
- 9.5 Anwendung des Verfahrens Elastisch-Plastisch 360
- 9.6 Erweiterung der Interaktionsgleichungen auf planmäßige Torsion, Kranbahnträger 363
- 9.6.1 Vereinfachte Erfassung der Torsion 363
- 9.6.2 Interaktionsgleichung 363
- 9.6.3 Vereinfachter Nachweis für U-Profile 364

- 10 Spezielle Lösungen für Stützen 365**
- 10.1 Biegeknicken von Stützen aus gewalzten I-Profilen mit Kontaktstößen 365
- 10.1.1 Allgemeines 365
- 10.1.2 Imperfektionen 365
- 10.1.3 Kontaktstöße mit Kopfplatten 366
- 10.1.4 Kontaktstöße mit Gurtlaschen 367
- 10.2 Historische Stützen aus Grauguss 370
- 10.2.1 Allgemeines 370
- 10.2.2 Besonderheiten historischer Stützen 370
- 10.2.3 Zentrisch belastete Stützen 371
- 10.2.4 Exzentrisch belastete Stützen 373
- 10.2.5 Teilsicherheitsbeiwerte für historische Gussstützen 374

- 11 Literatur 375**

1 Einleitung

1.1 Generelle Anmerkungen

Der vorliegende Beitrag ist eine geänderte Fassung des gleichnamigen Beitrags aus dem Stahlbau-Kalender 2004. Da inzwischen die beiden für baupraktische Nachweise schlanker Bauteile wichtigen Normen, die DIN 18800-2:2008 [10] und die DIN EN 1993-1-1:2005 [17], in geänderter Fassung vorliegen, war darauf in geeigneter Weise einzugehen. In der Zukunft wird es nur noch die europäischen Normen geben, die nationalen Normen sollen dann zurückgezogen werden, die Umstellung ist in Deutschland für Ende 2010 geplant. Inwieweit es aber eine Übergangszeit mit gleichzeitiger Gültigkeit beider Normensysteme (DIN 18800 und Eurocode 3 = DIN EN 1993) geben wird, ist zurzeit offen, die Praxis wird dies sicherlich anstreben. Es kommt hinzu, dass in der Vergangenheit eine solche Umstellung auf neue Normen auch nach dem offiziellen Zeitpunkt immer noch eine gewisse Zeit gedauert hat. Dies waren Gründe genug, um hier nach wie vor bevorzugt auf die Regelungen nach DIN 18800-2 einzugehen, die Regelungen nach DIN EN 1993-1-1 aber möglichst auch darzustellen und auf Unterschiede hinzuweisen. Erschwert wird dies allerdings durch andere Schreibweisen, wobei die Identität der Begriffe $N_K = N_{cr}$ und $M_{K1} = M_{cr}$ sicherlich am leichtesten zu merken ist.

In den Rechenbeispielen geht in vielen Fällen auch der Rechenwert der Streckgrenze f_y ein. In Deutschland hat man sich bei der Umstellung auf das SI-System vor mehr als zwanzig Jahren entschieden, die Umstellung bei der Streckgrenze vereinfachend nicht mit dem korrekten Wert 9,81, sondern mit dem Faktor 10 (z. B. von 2400 kp/cm² auf 240 N/mm²) vorzunehmen, da auch die Lasten (Einwirkungen) mit dem Faktor 10 umgerechnet wurden (z. B. $p = 500$ kp/m² auf 5 kN/m²). Bei der Bearbeitung der Eurocodes ist man dieser folgerichtigen Umstellung nicht gefolgt, sondern hat einseitig bei den Streckgrenzen die Umrechnung mit dem Faktor 9,81 vorgenommen, daher also auf 235 N/mm² – man hat also etwas verschenkt. Mit der Herausgabe der DIN 18800:1990 begann in Deutschland für den Stahlbaubereich des Hochbaus auch die Umstellung vom globalen Sicherheitssystem auf das System mit Teilsicherheitsbeiwerten. Für den Teilsicherheitsbeiwert γ_M wurde nach DIN 18800-1 für den Regelfall $\gamma_M = 1,1$ festgelegt. Dies gilt sowohl

für die Berechnung der Bemessungswerte der Festigkeiten nach El. (720) als auch die Berechnung der Bemessungswerte der Steifigkeiten nach El. (721).

Nach Eurocode 3 werden in DIN EN 1993-1-1, 3.2.6, als Bemessungswerte für die Materialkonstanten $E = 210\,000$ N/mm² und $G = 81\,000$ N/mm² gewählt, sodass bei den Steifigkeiten im Gegensatz zu DIN 18800 kein Teilsicherheitsbeiwert γ_M berücksichtigt wird.

In DIN EN 1993-1-1, 6.1, (1) Anmerkung 2B, werden für den Hochbau im Gegensatz zu DIN 18800 folgende Werte für die Teilsicherheitsbeiwerte empfohlen:

- $\gamma_{M0} = 1,00$ Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit von Querschnitten,
- $\gamma_{M1} = 1,00$ Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit von Bauteilen bei Stabilitätsversagen.

Die endgültige Wahl erfolgt national durch die jeweiligen Nationalen Anwendungsdokumente. Obwohl die detaillierte Begründung in einem Hintergrundpapier zurzeit noch nicht vorliegt, werden in der augenblicklichen Fassung des NA zu DIN EN 1993-1-1 [16] die genannten Werte übernommen.

Für den Brückenbau dagegen ist in DIN EN 1993-2 [19] ein Wert von $\gamma_{M1} = 1,10$ als Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit von Bauteilen bei Stabilitätsversagen vorgesehen und ein Wert von $\gamma_{M0} = 1,00$ für die Querschnittsbeanspruchbarkeit. Das entspricht auch dem Stand beim DIN-Fachbericht 103 [21], der die Anwendung des Eurocode 3 im Brückenbau auch vor der offiziellen Übernahme des Eurocode 3 in Deutschland vorwegnimmt.

In Gleichungen für Tragfähigkeitsnachweise sowohl in DIN 18800 [10] als auch in DIN EN 1993-1-1 [17] werden in der Regel Bemessungswerte eingesetzt, kenntlich durch den Index „d“. In DIN 18800 hat man sich allerdings entschieden, in den Fällen, in denen eine Verwechslung ausgeschlossen ist, bei den Spannungen (z. B. σ_x) oder Schnittgrößen (z. B. N , M_y) diesen Index aus Gründen einer vereinfachten Schreibweise wegzulassen, wohingegen er bei den Beanspruchbarkeiten verwendet wird (z. B. $N_{pl,d}$). Dies führt dann z. B. zu dem Tragfähigkeitsnachweis für Biegeknicken

$$N/(\kappa N_{pl,d}) \leq 1$$

Im Eurocode 3 dagegen ist sowohl die Beanspruchung als auch die Beanspruchbarkeit

durch den Index „d“ gekennzeichnet, sodass der entsprechende Nachweis lautet

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$$

mit

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1}$$

Es ist noch anzumerken, dass in beiden Normen in einigen Gleichungen (z. B. (55) a, (55) b) entweder durchgängig in Zähler und Nenner Bemessungswerte oder charakteristische Werte eingesetzt werden dürfen.

In den Normen der Reihe DIN 18800 wurde auf die strenge Einhaltung der modalen Hilfsverben „muss“, „ist zu führen“, „darf“ geachtet. So lautet z. B. der Nachweis für zentrischen Druck in DIN 18800-2, El. (307): „Es ist ein Tragsicherheitsnachweis nach ... zu führen“. In der englischen Sprachfassung von EN 1993-1-1 wurde fast durchgängig der Begriff „should“ verwendet, was mit „sollte“ zu übersetzen ist. Da dies im Deutschen eine zu weiche Formulierung ist, die Interpretationen offen lässt, wurde in der deutschen Sprachfassung DIN EN 1993-1-1 daraus „ist in der Regel zu ...“ (wenn es sich um eine strenge Empfehlung handelt), wie z. B. in DIN EN 193-1-1, 6.3.1.1 (1) „Für zentrisch belastete Druckstäbe ist in der Regel ...“. Der Begriff „muss“ wird angewendet, wenn einzelne Kriterien einer Regel zwingend zu erfüllen sind. Leider ist dies nicht durchgehend der Fall, so heißt es z. B. bezüglich der Knicklinien in Abschn. 6.3.1.2 (2) „Der Imperfektionsbeiwert α sollte der Tabelle“, obwohl dies zwingend ist, da nicht jeder Anwender seine eigene Knicklinie erfinden darf.

1.2 Allgemeines

Im Allgemeinen bestehen Bauwerke aus verschiedenen Bauteilen, die im Wesentlichen stab- oder plattenförmig strukturiert sind. In den meisten Fällen sind dabei Einzelbauteile zu verschiedenen Teilstrukturen zusammengefügt, z. B. ein Rahmen aus mehreren Stäben, wie in Bild 1 dargestellt. Aus mehreren i. d. R. ähnlichen Teilstrukturen können dann ganze Bauwerke zusammengesetzt werden, wie z. B. eine Halle aus mehreren Rahmen. Einzelne Bauteile für sich kommen in der Form von z. B. geschossweise angeordneten Stützen oder Einfeldträgern vor. Im Folgenden sollen nur stabförmige Bauteile näher betrachtet werden, entweder als Einzelbauteil, als Teil einer Teilstruktur oder als ganze Konstruktion. Aus

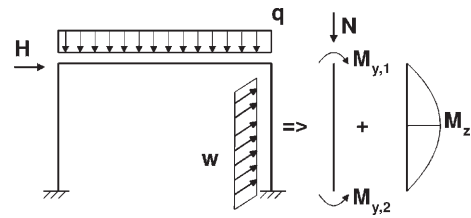


Bild 1. Teilstruktur und herausgelöster Einzelstab

Platzgründen werden plattenartige Bauteile hier nicht behandelt, ebensowenig stabförmige Bauteile mit dünnwandigen Querschnittsteilen, die sich plattenartig verhalten.

Die Entwicklung leistungsfähiger Computer erlaubt die Berechnung auch großer Stabwerke als Ganzes. Dies ist einfach, wenn die Berechnung nach der Elastizitätstheorie erfolgt, ist aber sehr viel schwieriger und aufwendiger, wenn die Plastizitätstheorie herangezogen wird. Daher besteht das Vorgehen bei der Behandlung von komplexen Strukturen immer noch weitgehend darin, diese in einfachere Teilsysteme zu zerlegen und die Zusammenhänge mit dem Gesamtsystem durch geeignete Randbedingungen zu erfassen. Diese Teilsysteme lassen sich i. d. R. einfacher und ohne unvermeidbaren Verlust an Genauigkeit nachweisen. Das Hauptaugenmerk dabei ist auf die Formulierung von realitätsnahen Randbedingungen zu legen, die die vorhandene Konstruktion hinreichend sicher erfassen müssen und im Falle einer Vereinfachung in jedem Fall Annahmen zur „sicheren Seite“ darstellen müssen.

Im allgemeinen, räumlichen Fall können Stäbe durch die Schnittgrößen Normalkraft N , Biegemomente M_y , M_z und M_x sowie die Querkräfte V_z und V_y und das Wölbmoment M_w (als Teil des Torsionsmoments M_x) beansprucht werden. Wenn eine Zerlegung in ebene Teilsysteme erfolgt, dann erhält man jeweils nur die Schnittgrößen in der betrachteten Belastungsebene, die orthogonal dazu gerichteten Schnittgrößen sind dann aus der Betrachtung der anderen Richtung zu ermitteln. Eine Superposition der so ermittelten Schnittgrößen ist allerdings nur bei linearer Last – Verformungsbeziehungen richtig. Bei Stabilitätsproblemen ist dies nicht mehr ohne Weiteres der Fall und es müssen wegen der gegenseitigen Beeinflussung der Schnittgrößen gesonderte Betrachtungen vorgenommen werden.

1.3 Zum Begriff der Schlankheit

Schlank Bauteile unterscheiden sich von gedrunenen Bauteilen dadurch, dass sie unter einer gegebenen Beanspruchung infolge von Druckspannungen durch überproportional anwachsende Verformungen bei nur geringen Laststeigerungen versagen können. Sie werden daher auch als stabilitätsgefährdete Bauteile bezeichnet. Das Versagen kündigt sich bei schlanken Bauteilen nicht wie bei gedrunenen Bauteilen durch stetig anwachsende Verformungen an, sondern es erfolgt eine erhebliche Zunahme der Verformungen bei geringer Laststeigerung, das Versagen erfolgt plötzlich. Eine gründliche Untersuchung der möglichen Versagensformen ist daher für eine sichere Bemessung unumgänglich. Dabei sind insbesondere die aus der Belastung entstehenden, nicht mehr linearen Verformungen in die Gleichgewichtsbetrachtungen einzubeziehen (Theorie II. Ordnung, ggf. Theorie großer Verformungen). Eine weitere Nichtlinearität ergibt sich aus dem Materialgesetz des Baustahls, das nach Bild 2 vereinfachend als linearelastisch-idealplastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung den Berechnungen zugrunde gelegt werden darf. Unter Berücksichtigung der geometrischen und materiellen Nichtlinearitäten lassen sich die in Bild 3 für einen Pendelstab dargestellten Kurven unterscheiden. Letztlich wird die Grenztragfähigkeit P_u für das Versagen des Systems maßgebend.

Mit dem Begriff des Schlankheitsgrads wird die Anfälligkeit eines Systems oder Bauteils bezüglich eines möglichen Stabilitätsversagens charakterisiert. Dabei hat es sich als praktisch erwiesen, nicht mit direkten Schlankheitsgraden λ nach Gl. (1), sondern mit bezogenen Werten (bezogenen Schlankheitsgraden $\bar{\lambda}$) zu rechnen, z. B. nach Gl. (2a) bzw. (2b) für druckbe-

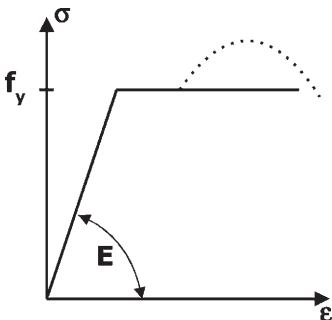


Bild 2. Materialgesetz Baustahl

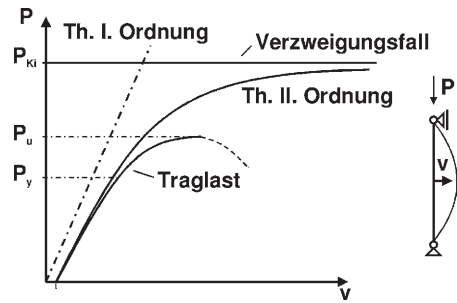


Bild 3. Einfluss von Verformungen

anspruchte Bauteile. Mit Einführung der DIN 18800 [9, 10] im Jahr 1990 ist dies im Stahlbau in Deutschland auch durchgehend der Fall. Der Vorteil dieser Vorgehensweise besteht in der unmittelbaren Vergleichbarkeit von Systemen aus verschiedenen Materialien, Querschnitten und Längen. Ein weiterer Vorteil besteht in der Möglichkeit, allgemeine Grenzschlankheitsgrade zu definieren, bei denen kein Stabilitätsversagen mehr auftreten kann.

Eine Begrenzung des Schlankheitsgrads für Druckstäbe, wie sie in der DIN 4114 [12] noch üblich war, ist aus heutiger Sicht nicht mehr notwendig. Nach [10] können stählerne Druckstäbe über alle Schlankheitsbereiche hinweg nach dem gleichen Konzept und mit den gleichen Sicherheiten behandelt werden.

Der Schlankheitsgrad λ nach Gl. (1) ergibt sich für druckbeanspruchte Bauteile aus der Knicklänge eines Stabes s_K gemäß Gl. (3). Sie kann näherungsweise geometrisch als der Abstand benachbarter Wendepunkte der Knickbiegeline in Kraftrichtung gedeutet werden. Diese Definition gilt aber nur für einfache Fälle; für elastisch gebettete Stäbe beispielsweise würden hiernach falsche Ergebnisse ermittelt werden.

$$\lambda = \frac{s_K}{i} \tag{1}$$

$$\bar{\lambda}_K = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{Ki}}} \quad (\text{nach [10]}) \tag{2a}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} \quad (\text{nach [17]}) \tag{2b}$$

$$s_K = \beta \cdot L \tag{3}$$

Der bezogene Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ ergibt sich aus dem Schlankheitsgrad λ nach Division durch einen Bezugsschlankheitsgrad λ_a . Dies kann man dann in Form der Gl. (2a) bzw. (2b)

umschreiben, in der die vollplastische Normalkraft N_{pl} und die Verzweigungslast N_{Ki} (nach [10]) bzw. N_{cr} (nach [17]) eingehen.

Leider folgt die kommende Europäische Norm DIN EN 1993-1-1 [17] nicht konsequent dieser Systematik, so wird dort $\bar{\lambda}$ nur als Schlankheitsgrad bezeichnet. In analoger Weise wird ein bezogener Schlankheitsgrad für das Biegedrillknicken gemäß Gl. (4) definiert: die Biegemomente treten an die Stelle der Normalkräfte. Damit müssen das vollplastische Moment $M_{pl,y}$ und das ideale Biegedrillknickmoment M_{Ki} (nach [10]) bzw. M_{cr} (nach [17]) nach der Elastizitätstheorie bekannt sein, um den bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_M$ zu bestimmen.

$$\bar{\lambda}_M = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{Ki}}} \quad (\text{nach [10]}) \quad (4a)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y,R}}{M_{cr}}} \quad (\text{nach [17]}) \quad (4b)$$

Wegen der Komplexheit der Problematik liegen für viele Fälle keine analytischen geschlossenen Lösungen für M_{Ki} vor bzw. lassen sich vorhandene Lösungen nicht in einfachen Formeln angeben. Auf Rechenhilfen zur Berechnung von M_{Ki} für ausgewählte Fälle wird in Abschnitt 6 eingegangen.

1.4 Querschnittstragfähigkeit

Die Tragfähigkeit eines Bauteils wird allgemein durch die Tragfähigkeit seines maximal beanspruchten Querschnitts begrenzt. Diese Querschnittstragfähigkeit wird durch die Abmessungen des Querschnitts, die Streckgrenze der verwendeten Stahlsorte und die aufzunehmenden Schnittgrößen bestimmt (s. Abschn. 3). Je nach Definition des Grenzzustandes unterscheidet man den elastischen und den plastischen Grenzzustand.

Ist für einen Querschnitt die elastische Grenztragfähigkeit gesucht, darf unter einer gegebenen Beanspruchung in der höchstbeanspruchten Faser gerade die Vergleichsspannung σ_v erreicht werden. Der Ermittlung der Spannungen wird die Elastizitätstheorie zugrunde gelegt. Die Tragfähigkeit des Querschnitts ist damit aber noch nicht erschöpft. Eine Steigerung der Belastung über die elastische Grenztragfähigkeit hinaus führt infolge des Materialgesetzes des Stahls zu Plastizierungen in weiteren Fasern. Die plastische Grenztragfähigkeit ist dann erreicht, wenn der Querschnitt in den maximal

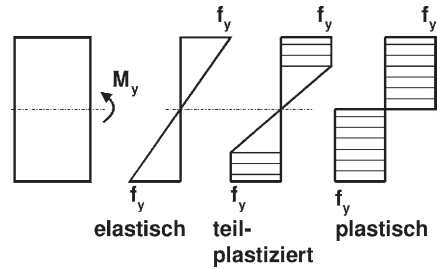


Bild 4. Durchplastizieren eines Rechteckquerschnitts

möglichen Fasern die Vergleichsspannung σ_v erreicht hat. Für einen nur durch ein Biegemoment M_y beanspruchten Rechteckquerschnitt führt dies zu einem vollständigen Durchplastizieren, die Zusammenhänge sind aus Bild 4 zu ersehen. Je nach Querschnittsform und Belastungsart kann die plastische Grenztragfähigkeit um das 1,1- bis 2,37-Fache größer sein als die elastische Grenztragfähigkeit. Bei Beanspruchung durch ein Biegemoment wird dies durch den Formbeiwert α_{pl} gemäß Gl. (5) ausgedrückt.

$$\alpha_{pl} = \frac{M_{pl}}{M_{el}} \quad (5)$$

Vorausgesetzt ist dabei, dass der Querschnitt hinreichend kompakt ist und nicht vorzeitig örtlich durch Beulen versagt. Im Allgemeinen wird dies durch die Einhaltung von grenz (b/t)-Verhältnissen gewährleistet [9]. Dabei sind die Forderungen zum Erreichen plastischer Grenztragfähigkeiten größer als zum Erreichen elasti-

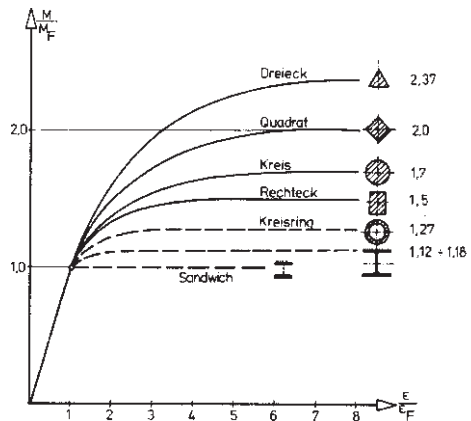


Bild 5. Beispiele für plastische Formbeiwerte (aus [97])

tischer Grenztragfähigkeiten. Nach DIN EN 1993-1-1 (Eurocode 3) [17] werden die Querschnitte, entsprechend ihrer Kompaktheit, in Querschnittsklassen eingeteilt. Dabei werden der Querschnittsklasse 1 Querschnitte zugeordnet, die nach der Ausbildung eines Fließgelenks durch Rotation eine weitere Umlagerung der Beanspruchung im System ermöglichen können, ohne vorher durch lokales Beulen zu versagen. Querschnitte der Querschnittsklasse 2 können ohne örtliches Versagen M_{pl} erreichen. Querschnitte der Querschnittsklassen 3 und 4 dürfen nur teilweise plastisch beansprucht werden bzw. müssen unter der Bemessungslast vollständig im elastischen Bereich bleiben. Ein örtliches Versagen durch Beulen muss bei Querschnittsklasse 4 in geeigneter Weise berücksichtigt werden. Sind im Druckbereich eines Querschnitts Querschnittsteile vorhanden, die unterschiedlichen Querschnittsklassen zuzuordnen sind, muss in der Regel die ungünstigere Klasse für den Querschnitt angesetzt werden.

Ist der Einfluss der Verformungen bei der Ermittlung der Schnittgrößen vernachlässigbar, kann hinreichend genau die Grenzlast eines Tragwerks mit dem Fließgelenkverfahren Theorie I. Ordnung [112] bestimmt werden. Das Versagen tritt ein, wenn sich durch Ausbildung von genügend vielen Fließgelenken ein kinematischer Mechanismus einstellt. Die ungünstigste Schnittgrößenkombination muss vom Querschnitt gerade aufgenommen werden können. Das Last-Verformungsverhalten ist abschnittsweise linear. Es liegt kein Stabilitätsproblem vor.

1.5 Unterscheidungen bei Stabilitätsproblemen

Bei schlanken Bauteilen unter Druckbeanspruchungen ist das Last-Verformungsverhalten, wie in Bild 3 dargestellt, nichtlinear, wobei der rein theoretische Fall des Verzweigungsproblems mit seinen idealen Voraussetzungen unbetrachtet bleibt. Es entstehen schon infolge der unvermeidlichen Imperfektionen Zusatzmomente, die beim Gleichgewicht berücksichtigt werden müssen. Die Grenzlast wird ohne Gleichgewichtsverzweigung erreicht, indem die äußeren Beanspruchungen schneller anwachsen als der innere Widerstand. Dies geht mit überproportional wachsenden Verformungen einher, man spricht von einem Stabilitätsproblem. Üblicherweise wird bei Stabilitätsproblemen die Normalkraft N als Druckkraft positiv eingesetzt.

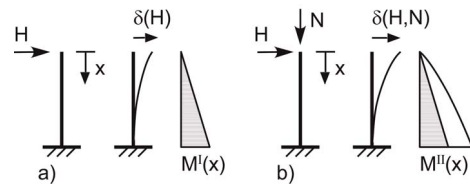


Bild 6. a) Spannungsproblem, b) Stabilitätsproblem

Anhand von Bild 3 können Stabilitätsprobleme wie folgt klassifiziert werden:

- Verzweigungsproblem,
- Spannungsproblem,
- Traglastproblem.

Beim Verzweigungsproblem werden so viele idealisierende Voraussetzungen getroffen, dass dessen Lösung für Stabtragwerke nicht direkt für die Bemessung verwendet werden kann. Es hat aber nach wie vor große Bedeutung als Referenzfall, mit dem verschiedene Systeme aufeinander bezogen werden können.

Beim Spannungsproblem erfolgt die Berechnung nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung unter Berücksichtigung geometrischer Imperfektionen. Die Grenzlast wird i. Allg. als erreicht angesehen, wenn in der ungünstigsten Faser gerade die Streckgrenze erreicht ist. Die Lösungen sind relativ leicht zu ermitteln, weshalb dieser Fall für die Praxis sehr gut anwendbar ist. Der Nachweis kann für Einzelstäbe erfolgen, wie in Bild 3 gezeigt, aber auch für Gesamtsysteme. In [10] ist dies als Nachweisverfahren „Elastisch-Elastisch“ bezeichnet.

Beim Traglastproblem werden das nichtlineare Materialverhalten nach dem Überschreiten der Streckgrenze und der Einfluss von geometrischen Nichtlinearitäten berücksichtigt, wodurch der mathematische Aufwand sehr viel größer wird als beim Spannungsproblem. Für eine vereinfachte Betrachtung kann dabei das entstehende plastische Gelenk auf einen Punkt konzentriert werden – das sog. Fließgelenk. Für eine genauere Berechnung ist es aber auch möglich, die Ausbreitung von Fließzonen zu berücksichtigen, was in der Regel zu etwas geringeren Traglasten führt.

Aufgrund der Komplexität liegen Lösungen nach wie vor nur für eine begrenzte Anzahl von Fällen vor, die dann als Bezugsfälle verwendet werden. Für die tägliche Arbeit in der Praxis ist dieses Verfahren nicht geeignet, da für seine Anwendung sehr spezielle Zusatzkenntnisse erforderlich sind. Besonders die

Berechnung unter Berücksichtigung von Fließzonen stellt i. Allg. hohe Anforderungen an die verwendete Software und den Anwender. Wenn die Berechnung nicht nur an einem Einzelstab wie in Bild 3 erfolgt, sondern am Gesamtsystem, dann sind die Anforderungen an die Modellierung der Randbedingungen umso höher. Eine Vereinfachung dazu stellt die angesprochene Berechnung nach Fließgelenktheorie II. Ordnung dar, die in geeigneten Fällen hinreichend genaue Ergebnisse liefert (s. [111]), jedoch ist dazu stets eine „Eichung“ an genauen Ergebnissen erforderlich. In [10] ist das beschriebene Verfahren als Nachweisverfahren „Plastisch-Plastisch“ bezeichnet.

Aus Vergleichsuntersuchungen hat sich ergeben, dass das Verfahren des Spannungsproblems kombiniert werden kann mit der Berücksichtigung der plastischen Querschnittsreserven infolge des Durchplastizierens. Hierbei werden die Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung ermittelt. Die Grenztragfähigkeit wird dann als erreicht angesehen, wenn die plastische Querschnittstragfähigkeit an der ungünstigsten Stelle im Tragwerk erreicht ist. Je nach Grad der statischen Unbestimmtheit können dabei Traglastreserven im System verbleiben, die mit dieser Methode nicht zu erfassen sind. Da bei diesem Verfahren der Einfluss der tatsächlich ja stattfindenden Plastizierung rechnerisch nicht direkt berücksichtigt werden kann, muss dies indirekt durch Ansatz sog. Ersatzimperfectionen, die größer sind als die rein geometrischen Imperfectionen, kompensiert werden. In [10] ist dies als Nachweisverfahren „Elastisch-Plastisch“ bezeichnet. Dieses Verfahren ist sehr praxisgerecht und sollte daher vorwiegend angewendet werden. Zur Anwendung dieses Verfahrens muss die jeweilige Querschnittstragfähigkeit bekannt sein, auf die in Abschnitt 3 eingegangen wird. Neben diesen Verfahren dürfen auch vereinfachte Verfahren zum Nachweis der Stabilität angewendet werden. Dabei erfolgt die Berechnung des Gesamtsystems nach Theorie I. Ordnung (Biegeknicke) oder ggf. II. Ordnung (Biegedrillknicken). Danach werden aus dem untersuchten Gesamtsystem einzelne Stäbe gedanklich herausgelöst und die entsprechenden Nachweise mithilfe von Interaktionsgleichungen geführt. Dabei ist darauf zu achten, dass der Einfluss des Systems auf die Verteilung der Schnittgrößen im Ersatzstab durch geeignete Randbedingungen (z. B. Federn) berücksichtigt wird. Die Ersatzstabsnachweise werden in Abschnitt 5 behandelt.

1.6 Trennung von Biegeknicke und Biegedrillknicken

Eigentlich müsste zur Untersuchung des Stabilitätsverhaltens eines Tragwerks eine räumliche Untersuchung am Gesamtsystem vorgenommen werden. Dies ist bereits aus den möglichen Verformungen ersichtlich, die bei einem einfachen beidseitig gelenkig gelagerten Stab unter außermittigem Druck auftreten können, wie sie in Bild 7 dargestellt sind.

Beim Biegeknicke entstehen dabei für den Querschnitt nur Translationen in w - und/oder v -Richtung; beim Biegedrillknicken wird zusätzlich der Querschnitt mit dem Winkel ϑ um die x -Achse verdreht.

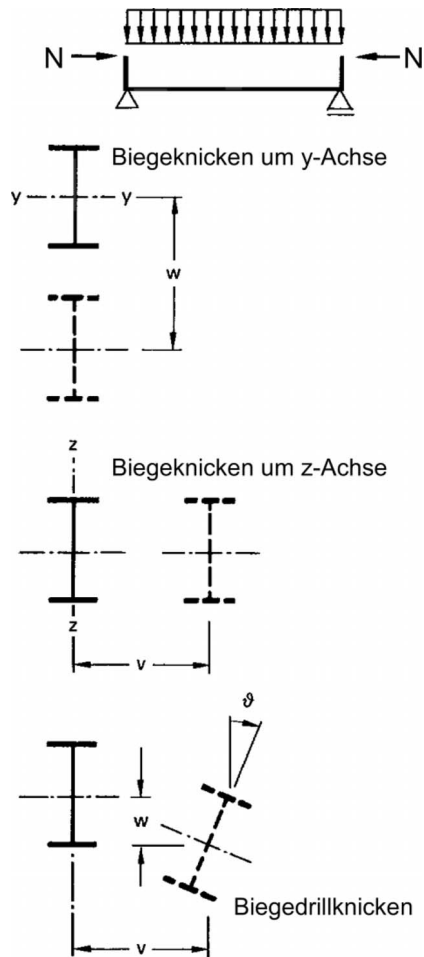


Bild 7. Mögliche Versagensfälle bei einem außermittig gedrückten Stab

Aufgrund der durch die Konstruktion gegebenen Randbedingungen – so können beispielsweise angrenzende Bauteile Stäbe seitlich stützen oder eine Verdrehung behindern – ist es aber in den meisten Fällen möglich, die Stabilitätsprobleme in den Fall Biegeknicken und den Fall Biegedrillknicken aufzuteilen und getrennt zu behandeln. Das stellt nicht zuletzt für die praktische Tätigkeit eine deutliche Vereinfachung dar und ist nach [10] auch gestattet.

2 Tragsicherheitsnachweise

2.1 Untersuchungen nach Theorie II. Ordnung

Die genaueste Methode, ein Tragwerk zu untersuchen, ist die Berechnung der Schnittgrößen am verformten System. Dies ist auch die eigentlich richtige Vorgehensweise, da sich infolge von unvermeidlichen Imperfektionen und der Lastverformungen im Gleichgewichtszustand immer Veränderungen an den Schnittgrößen im Endzustand, verglichen mit dem Ausgangszustand ohne die Berücksichtigung von Imperfektionen und Lastverformungen, ergeben. Dabei führen Druckkräfte in Stäben zu einer Vergrößerung der Beanspruchung und Zugkräfte zu einer Verringerung. Das Last-Verformungsverhalten ist, wie schon in Abschnitt 1.5 angemerkt, nichtlinear. Die Verringerung der Schnittgrößen infolge von Zugkräften wird baupraktisch für gewöhnlich auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt; der Einfluss der Druckkräfte dagegen muss aus Sicherheitsgründen berücksichtigt werden, wenn dadurch eine nennenswerte Vergrößerung der Schnittgrößen erfolgt.

Geht man für den baupraktischen Fall von kleinen Verschiebungen aus, können nach Bild 8 und Gln. (6) bis (8) an den Verformungsbeziehungen Linearisierungen vorgenommen

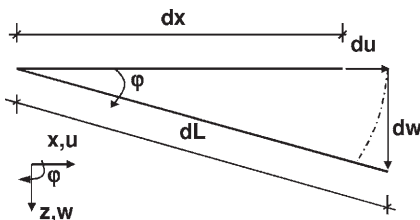


Bild 8. Verformungszustand eines differenziell kleinen Stabelements

werden, die die Berechnung wesentlich erleichtern und trotzdem zu hinreichend genauen Ergebnissen führen. Diese Methodik wird allgemein als Berechnung nach Theorie II. Ordnung bezeichnet. Eine strengere geometrisch nichtlineare Berechnung von Tragwerken ist im Gegensatz dazu auch heute noch mit hohen Anforderungen an Software und die Kenntnisse des Nutzers der Software verbunden und wird von daher nur in besonderen Fällen angewendet. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn auch das nichtlineare Verhalten des Werkstoffs Stahl berücksichtigt werden soll.

$$\tan \varphi \approx \varphi \tag{6}$$

$$\varepsilon^{\text{II}} = u'(x) \tag{7}$$

$$\kappa^{\text{II}} = -w''(x) \tag{8}$$

Bedingt durch die Nichtlinearität kann das Gleichgewicht nur in Sonderfällen in einem einzigen Berechnungsschritt bestimmt werden. Gewöhnlich sind mehrere Iterationsschritte notwendig, ehe die Veränderungen zwischen zwei Schritten eine definierte Schranke nicht mehr überschreiten und die Berechnung abgebrochen werden darf. Eine Superposition von Ergebnissen verschiedener Lastfälle ist somit nur dann möglich, wenn die Stäbe in diesen Lastfällen jeweils die gleichen Normalkräfte aufweisen.

Ist der Einfluss der Verformungen auf die Schnittgrößen klein, ergibt sich bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung nur eine geringfügige Vergrößerung der Schnittgrößen gegenüber einer Berechnung nach Theorie I. Ordnung. Biegeknicken kann in diesem Fall als Stabilitätsversagen nicht auftreten. In [9] ist die Grenze, ab der nach Theorie II. Ordnung gerechnet werden muss, bei einer Vergrößerung der maßgebenden Biegemomente infolge der nach Theorie I. Ordnung ermittelten Verformungen um 10 % festgelegt worden. Der Sprung, der sich bei der Festlegung einer solchen Grenze in den Sicherheiten ergibt, wird dabei zugunsten der sehr anwenderfreundlichen Regelung akzeptiert.

Durch die Gln. (9) bis (11), s. auch [9] Abschn. 7.5, sind Bedingungen formuliert, die dem „10%-Kriterium“ entsprechen und bei deren Einhaltung die Berechnung nach Theorie I. Ordnung erfolgen darf. Aufgrund der getroffenen Vereinfachungen ergeben sich bei Anwendung der einzelnen Gleichungen auf den gleichen Fall geringfügige Abweichungen in den Grenzlasten N_u , die aber vertretbar sind.

Zur Berechnung der Beanspruchungen sind die Vorverformungen nach [10] anzunehmen, die Einwirkungen und Widerstände sind mit ihren Bemessungswerten einzusetzen.

Die Sorge, dass mit der Vernachlässigung von 10% der maßgebenden Momente eine zu großzügige Regelung getroffen wurde, ist unbegründet, da beim Querschnittsnachweis die Normalkräfte neben den Biegemomenten gerade bei schlanken Bauteilen einen deutlichen Anteil der Spannungen verursachen. Ein Vergleich der Spannungen nach Theorie I. und II. Ordnung, die sich bei Anwendung des „10%-Kriteriums“ ergeben zeigt, dass der Zuwachs dieser nur im Bereich von etwa 4% liegt, wenn bei der Berechnung nach Theorie I. Ordnung ebenfalls Imperfektionen berücksichtigt werden. Bei Nichtberücksichtigung betragen die Abweichungen bis zu 10%, siehe [74].

$$\frac{N}{N_{Ki}} \leq 0,1 \quad (9)$$

$$\bar{\lambda}_K \leq 0,3 \sqrt{\frac{f_{y,d}}{\sigma_N}} \quad \text{mit} \quad \sigma_N = N/A \quad (10)$$

$$\beta \cdot \varepsilon \leq 1,0 \quad (\text{für alle Stäbe eines Stabwerks}) \quad (11)$$

$$\text{mit} \quad \varepsilon = 1 \sqrt{\frac{N}{(EI)_d}} \quad \text{Stabkennzahl} \quad (12)$$

In DIN EN 1993-1-1 [17] wurde als allgemeines Kriterium nur Gl. (9) aufgenommen, einschränkend aber nur noch für Systeme, die elastisch berechnet werden. Erfolgt die Berechnung plastisch, wird die Bedingung in Form von Gl. (13) verschärft. Damit wird dem Einfluss des nicht-linearen Werkstoffverhaltens Rechnung getragen, das bei Ausbildung von Fließgelenken zu einem erheblichen Momentenzuwachs führen kann.

$$\frac{N_{Ki}}{N} \geq 15 \quad (13)$$

Sind die oben erwähnten Kriterien nicht eingehalten, muss die Berechnung nach Theorie II. Ordnung erfolgen. Dies gilt nicht, wenn der Biegeknicknachweis nach einem Ersatzstabverfahren (s. Tabelle 1) geführt werden soll. In diesen Nachweisen ist der Einfluss aus der Verformung bereits berücksichtigt. Für den Nachweis des Biegedrillknickens nach dem Ersatzstabverfahren ist eine Berechnung der Stabendmomente nach Theorie II. Ordnung jedoch erforderlich, falls das 10%-Kriterium nicht erfüllt ist.

Die elektronische Berechnung von Tragwerken nach Theorie II. Ordnung stellt durch die allgemeine Verfügbarkeit von entsprechender Hard- und Software keine besondere Schwierigkeit mehr dar. Trotzdem sind in der Ingenieurpraxis auch Handrechnungen noch erwünscht und notwendig. In der Literatur (z. B. [94, 97, 101, 112]) sind für eine große Anzahl von statischen Systemen aufbereitete Formeln, die für eine Handrechnung geeignet sind, angegeben. In den Abschnitten 4 und 9 werden ebenfalls für die Handrechnung geeignete Methoden erläutert. Für ein Verständnis des Tragverhaltens von Bauteilen oder Tragwerken sowie die Vordimensionierung und Kontrolle von elektronisch ermittelten Ergebnissen sind Handrechnungen nach wie vor sehr hilfreich. Vor zu großer Zahlengläubigkeit an EDV-Ergebnisse kann hingegen nicht genug gewarnt werden, da z. B. Eingabefehler gerade bei komplexen Systemen eher die Regel als die Ausnahme sind.

2.2 Einzelstäbe, die durch mehrere Schnittgrößen gleichzeitig beansprucht werden

Im allgemeinen Fall des Stabes mit zweiachsiger Biegung M_y und M_z und Druckkraft N liegt ein räumlich belasteter Stab oder ein räumlich belastetes Stabwerk vor (s. Bild 1). Nach DIN 18800-2 [10] ist es vereinfachend gestattet, die Schnittkräfte in diesem Fall für jede Richtung getrennt zu bestimmen und dann zusammenzusetzen. In Ausnahmefällen kann es aber auch notwendig werden, das gleichzeitige Auftreten aller Schnittgrößen zu betrachten. Das ist insbesondere dann der Fall, wenn die Schnittgrößen sich gegenseitig stark beeinflussen und dies bei einer getrennten Berechnung nicht genügend genau erfasst werden kann.

Als Einzelstäbe werden dabei auch gedanklich aus Stabwerken, wie z. B. Durchlaufträger, Fachwerke und Rahmen, herausgelöste Stäbe betrachtet. Für den Nachweis mit einem Ersatzstabverfahren wird ein beliebig gelagerter Stab mit ggf. auch veränderlichen Querschnitten und Schnittgrößen auf einen beidseitig gelenkig gelagerten Druckstab mit konstantem Querschnitt und konstanter Normalkraft abgebildet. Dies geschieht unter Verwendung der Knicklänge nach Gl. (3) oder der maßgebenden Verzweigungslast N_{Ki} nach der Elastizitätstheorie. Oftmals sind aber konstruktionsbedingt einzelne Schnittgrößen nicht vorhanden. Ist beispielsweise ein Stab nur durch das Biegemoment M_y

und Normalkraft N beansprucht, so erfolgt nach DIN 18800-2 [10] für die y - y -Richtung der Nachweis für einachsige Biegung und Druck und für die z - z -Richtung der Nachweis nur auf Druck. In DIN EN1993-1-1 [17] ist hingegen vorgesehen, auch in der bezüglich M_y momentenfreien Richtung z - z den Einfluss von M_y zu berücksichtigen, da sich dies aus räumlichen Traglastrechnungen ergibt, was in Abschnitt 5 noch näher erläutert wird (s. aber auch 2.3.1). Der Einfluss der Schubspannungen aus Querkraft auf das Stabilitätsverhalten von Stäben wird, mit Ausnahme von gegliederten Stäben, i. Allg. vernachlässigt. Dies ist möglich, da die maximalen Werte von Biegemomenten und Querkraften oft nicht an derselben Stelle liegen und der Nachweis der reinen Querschnittstragfähigkeit unabhängig von Stabilitätsnachweisen geführt werden muss, wobei dann natürlich der Einfluss der Schubspannungen zu berücksichtigen ist.

2.3 Versagensmöglichkeiten

2.3.1 Biegeknicke in einer Ebene

Beim Biegeknicke in einer Ebene weicht ein nur durch Druckkräfte oder durch Druckkräfte und einachsige Biegung beanspruchter Stab in die schwächere Richtung bzw. in der Momentenebene aus. Bei reiner Druckkraft wird als Ausweichrichtung dementsprechend nach Bild 7 die y - y -Richtung, bei gleichzeitigem Biegemoment M_y die z - z -Richtung angenommen. Für den reinen Knicknachweis wird damit die negative Wirkung des Moments M_y auf die Traglast $N_{u,z}$ vernachlässigt, da dieser Einfluss im Bereich baupraktischer Schlankheiten, Profile und Momentenverläufe gering ist [32]. Aus diesem Grund ist die bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung zu berücksichtigende Vorkrümmung nach [10] aus Vereinfachungsgründen folgerichtig auch jeweils nur in der Momentenebene bzw. in die zu erwartende Ausweichrichtung anzusetzen.

2.3.2 Biegeknicke bei doppelter Biegung

Für einen zweiachsig beanspruchten Stab erfolgt das Ausweichen gleichzeitig in horizontale v - und vertikale w -Richtung (s. Bild 7). Eine Verdrehung des Querschnitts erfolgt nicht. Die für eine Berechnung nach Theorie II. Ordnung anzusetzende Vorkrümmung ist die, die zu der Ausweichrichtung bei planmäßigem Druck gehört.

2.3.3 Biegedrillknicken

Das Biegedrillknicken eines Stabes ist in jedem Fall zusätzlich zu möglichen Verschiebungen in v - oder w -Richtung mit einer Verdrehung ϑ des Querschnitts verbunden. Damit liegt ein räumliches Problem vor, was die Behandlung komplizierter gestaltet als beim reinen Biegeknicke. Das Auftreten des Biegedrillknickens ist i. Allg. an das Vorhandensein eines Biegemoments M_y geknüpft. Die Verzweigungslast nach Elastizitätstheorie M_{Ki} stellt dabei das Moment dar, unter dem ein nur durch Biegemomente belasteter Stab „kippt“.

In Sonderfällen tritt theoretisch auch eine reine Verdrehung ohne gleichzeitige Biegung auf: beim Drillknicken. Zur Vereinfachung werden solche Fälle (z. B. Winkelprofile im Bereich geringer Schlankheiten) wie Fälle des Biegeknicke mit zentrischer Normalkraft behandelt. Das maßgebende N_{Ki} ist dann das $N_{Ki,\vartheta}$.

Prinzipiell erfolgt beim Biegedrillknicken ein Ausweichen der gedrückten Querschnittsteile rechtwinklig zur Momentenbeanspruchung M_y , das sich ggf. mit einer Gesamtverschiebung in der Momentenebene überlagert (s. Bild 7). Aus diesem Grund sind auch die Imperfektionen in Richtung der Achse y - y anzusetzen.

2.4 Zusammenstellung der Möglichkeiten der baupraktischen Behandlung von Stabilitätsproblemen

Die Behandlung von Stabilitätsproblemen ist auf verschiedene Weise möglich. Die allgemeinste Möglichkeit ist die Berechnung der Schnittgrößen unter Einbeziehung aller Verformungen aus Imperfektionen und Belastungen nach der Theorie II. Ordnung mit einem anschließenden Nachweis des Querschnitts. Dies ist gleichermaßen für den Nachweis des Biegeknicke wie auch für den Nachweis des Biegedrillknickens möglich, stellt aber auch wegen der Komplexität die höchsten Anforderungen an den Bearbeiter. Die Berechnung kann am Gesamtsystem erfolgen oder am gedanklich aus dem Gesamtsystem herausgelösten Stab.

Alternativ dazu sind in den letzten Jahrzehnten vereinfachte Tragsicherheitsnachweise entwickelt worden, die den Stabilitätsnachweis in Form von Interaktionsgleichungen behandeln. Als „Ersatzstabverfahren“ haben sie vielfältig Eingang in die europäischen Normen und die Fachliteratur gefunden, siehe [10, 17, 31, 43, 79, 94, 112]. Ihre Zuverlässigkeit wurde durch

Tabelle 1. Übersicht über mögliche Tragsicherheitsnachweise

Tragsicherheitsnachweise

Allgemein	Vereinfacht			
Komplexes, ggf. räumliches Versagen	Biegeknicken		Biegedrillknicken	
	Theorie II. Ordnung	Ersatzstabverfahren	Spannungstheorie II. Ordnung	Ersatzstabverfahren
<ul style="list-style-type: none"> – Ansatz von geometrischen und strukturellen Imperfektionen – Berechnung geometrisch und materiell nichtlinear am Gesamtsystem – Alle Schnittgrößen werden berücksichtigt – Nachweis als Querschnittsnachweis (EI-EI, EI-PI, PI-PI, Fließzonen-theorie) 	<ul style="list-style-type: none"> – Ansatz von Ersatzimperfektionen – Berechnung am Gesamtsystem oder am Einzelstab nach Theorie II. Ordnung, für Nachweisverf. PI-PI nach Fließgelenktheorie – Nachweis als Querschnittsnachweis (EI-EI, EI-PI, PI-PI) 	<ul style="list-style-type: none"> – Imperfektionen sind im Nachweisformat berücksichtigt – Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung – Nachweis über Interaktionsgleichungen am gedanklich herausgelösten „Ersatzstab“ 	<ul style="list-style-type: none"> – Ansatz von Ersatzimperfektionen – Berechnung am Gesamtsystem oder am Einzelstab nach Spannungstheorie II. Ordnung – Berücksichtigung der Torsion – Nachweis als Querschnittsnachweis (EI-EI, EI-PI) 	<ul style="list-style-type: none"> – Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung – Imperfektionen sind im Nachweisformat berücksichtigt – Nachweis über Interaktionsgleichungen am gedanklich herausgelösten „Ersatzstab“ – auch Berücksichtigung der Torsion möglich
<ul style="list-style-type: none"> – Für alle Systeme und Querschnitte geeignet – Computergestützte Methode (FEM) – Hohe Anforderungen an Ausstattung und Kenntnisse 	<ul style="list-style-type: none"> – Für viele Systeme und Querschnitte geeignet – Handrechenorientierte oder computergestützte Methode – Ingenieurkenntnisse 	<ul style="list-style-type: none"> – Für einfachere Systeme und typische Querschnitte geeignet – Handrechenorientierte Methode – Ingenieurkenntnisse 	<ul style="list-style-type: none"> – Für viele Systeme und Querschnitte geeignet – Handrechenorientierte oder computergestützte Methode – Gute Ingenieurkenntnisse 	<ul style="list-style-type: none"> – Für einfachere Systeme und eine eingeschränkte Anzahl von Querschnitten geeignet – Handrechenorientierte Methode – Ingenieurkenntnisse

Vergleich der Ergebnisse mit solchen von Versuchen und von geometrisch und materiell nichtlinearen Traglastrechnungen nachgewiesen. Insbesondere an Stäben unter Druck und Biegung konnten einfache, für die Handrechnung geeignete Formeln entwickelt werden, mit denen gedanklich aus dem Gesamtsystem herausgelöste Stäbe nachgewiesen werden können. Da die Grundlage für diese Gleichungen der beliebig belastete, gelenkig gelagerte (im Falle des Biegedrillknickens der gabelgelagerte) Einfeldträger ist, sind mit dieser Methodik nicht uneingeschränkt alle Stabilitätsfälle zu behandeln. Insbesondere im Fall von federnd gelagerten Systemen sind Nachweise nach Theorie II. Ordnung vorzuziehen. Für einen weiten Bereich der baupraktischen Fälle aber kann damit ein

sicheres und wirtschaftliches Ergebnis erzielt werden. In Tabelle 1 ist eine Übersicht über die verschiedenen Nachweismöglichkeiten und deren Anwendungsgrenzen gegeben.

3 Querschnittsnachweis

3.1 Allgemeines

Wie schon in Abschnitt 1.3 erwähnt, ist der Querschnittsnachweis nach zwei verschiedenen Methoden möglich:

1. Nachweis, dass unter den gegebenen Beanspruchungen die Normal- und Schubspannungen oder die Vergleichsspannung die