

(7) Sorgfalt sollte herrschen, wenn Symmetriebedingungen angewendet werden und die Symmetrieebene durch Auflager oder Lasten verläuft.

Anmerkung: Symmetrie kann nur ausgenutzt werden, wenn das erwartete Tragverhalten (Versagensmodus, Eigenform, Verformung, Last- und Auflagerbedingungen usw.) als symmetrisch nachgewiesen wurde.

5.2.2 Definition der Lasten

(1) Die im numerischen Modell aufgebrachte Belastung sollte konform mit dem gewählten Lösungsverfahren (last- oder weggesteuerte Berechnung) sein.

(2) Wenn eine nichtlineare Berechnung durchgeführt wird, sollte gemäß Abschnitt 7 überprüft und nachgewiesen werden, dass die Art der Lastdefinition zutreffend ist.

Anmerkung: Last- und weggesteuerte Berechnungen können zu unterschiedlichen Ergebnissen führen, die sich aus den unterschiedlichen Lastübertragungs- und Lastverteilungsmodi im numerischen Modell ergeben.

3.3.2 Modellierung der Auflager und Lasten

Die genaue Definition der Auflager- und Lastbedingungen im numerischen Modell ist für die korrekte Modellierung des Tragverhaltens von großer Bedeutung. Die modellierten Auflager sollten dieselben Auswirkungen auf das modellierte Tragwerk haben und dieselbe Steifigkeit erzeugen wie die realen Auflager im betrachteten physischen Tragwerk. Analog dazu sollten die modellierten Lasten und Beanspruchungen die gleichen Auswirkungen haben wie die im physischen Tragwerk, aber auch kompatibel zu den DOFs des verwendeten Elementtyps sein. Zudem sollen durch diese Modellierung unerwünschte Sekundäreffekte wie Spannungskonzentrationen, erhöhte Steifigkeiten oder Einspannungen vermieden werden.

Die präzise Modellierung von Auflagerbedingungen (und Lasten) ist auch in den bereits o. g. Submodellen von Bedeutung. Diese Submodelle stellen einen kleineren Teil des Gesamttragwerks dar, mit identischem Tragverhalten und identischen Ausgangswerten. Die Vorteile der Anwendung solcher vereinfachten Modelle liegen vor allem in der Reduzierung des Rechenaufwands und der Rechenzeit. Die Submodelle ergeben sich entweder durch die Ausnutzung von Symmetrieeigenschaften des Tragwerks (z. B. wird nur die Hälfte oder ein Viertel des Systems untersucht) oder durch die Betrachtung eines einzelnen, relevanten Tragwerks-teils, beispielsweise eines Bauteils. In jedem Fall sollten an den Schnittstellen dieser Submodelle entsprechende Randbedingungen und Lasten definiert werden, sodass das Tragverhalten der Submodelle mit dem realen Verhalten dieser Teile innerhalb des Gesamttragwerks identisch ist.

Die Einführung von Einzellasten oder Punktlagern kann zu unrealistischen Spannungskonzentrationen in Platten-, Schalen- oder Volumenelementen führen (Beispiel im Bild 4). Es gibt mehrere Möglichkeiten, das Problem der Spannungskonzentrationen zu lösen. Einzellasten durch über den Querschnitt verteilte Lasten zu ersetzen, stellt häufig eine geeignete Möglichkeit dar. Auf diese Weise können große Spannungskonzentrationen, die im Lasteinleitungspunkt entstehen (Bild 4a), vermieden und eine gleichmäßige Spannungsverteilung erreicht werden (Bild 4b). Eine weitere Möglichkeit ist die Implementierung einer starren Membran, eines starren Körpers oder einer Zwangsgleichung an der Stelle, an der die Lasten oder Auflager angesetzt werden sollen. Dadurch wird sichergestellt, dass die Querschnitte der modellierten Bauteile eben bleiben und die resultierenden Schnittgrößen gleichmäßig verteilt werden. Ein Beispiel für die Anwendung einer Zwangsgleichung zur Bildung eines gelenkigen Auflagers ist im Bild 4d

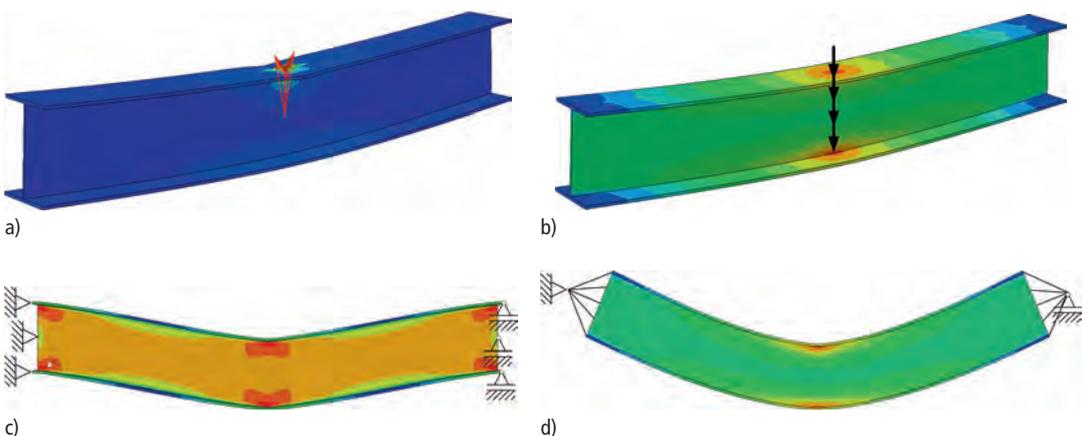


Bild 4. Beispiel für a) die nicht empfohlene und b) die empfohlene Aufbringung von Einzellasten sowie für c) die falsche und d) die richtige Umsetzung von punktuellen Auflagerbedingungen in numerischen Modellen

dargestellt. Dieser Ansatz kann zur Modellierung von eingespannten und gelenkigen Auflagern sowie nachgiebigen Verbindungen verwendet werden, wobei Federn oder Verbindungs-/Kontaktelemente eingesetzt werden. Es sollte besonders darauf geachtet werden, dass die starren Bauteile das Tragverhalten nicht ungewollt beeinflussen (unerwünschte Einspannung, eingeschränkte Verwölbung oder Vernachlässigung der Querschnittsverformung), insbesondere bei geometrisch nichtlinearen Berechnungen. Die gleichen Klemmeffekte können entstehen, wenn die translatorischen DOFs für den gesamten Querschnitt eingeschränkt werden (s. Bild 4c). Besondere Modellierungssorgfalt ist erforderlich, wenn bei der Ausnutzung von Symmetrieeigenschaften die Symmetrielinie/-ebene durch (die Wirkungslinie von) Lasten oder Auflager verläuft, da deren ungenaue Definition auf der Symmetrielinie/-ebene die Erfassung des tatsächlichen Tragverhaltens verhindern könnte. Für weitere Einzelheiten zum Umgang mit und Auswirkungen von Spannungskonzentrationen in numerischen Modellen wird auf Abschnitt 8 verwiesen.

Bei der Aufbringung der Lasten in einem numerischen Modell kann entweder eine kraftgesteuerte oder eine weggesteuerte Berechnung verwendet werden. Die beiden Ansätze können bei einer nichtlinearen Berechnung aufgrund der inhärent unterschiedlichen Lastübertragung und Lastverteilung im numerischen Modell zu unterschiedlichen Ergebnissen führen. Daher sollte die Anwendung von beiden Berechnungsverfahren sowie ihre Eignung und Zulässigkeit für das jeweilige Modell geprüft und die Genauigkeit untersucht werden. Es kann auch eine Kombination aus beiden Verfahren angewendet werden, sofern die Ergebnisse validiert und verifiziert werden.

3.4 Werkstoffmodelle

3.4.1 Normentext aus prEN 1993-1-14, 5.3.1(1), (2), (8), (9), (13)

5.3 Werkstoffmodelle

5.3.1 Allgemeines

(1) Die Werkstoffeigenschaften sollten als nominelle Werte angenommen werden, wenn die Berechnung zur Unterstützung numerischer Bemessungsverfahren verwendet wird.

(2) Bei Berechnungen, die der Modellvalidierung dienen, sollten die gewählten Werkstoffeigenschaften auf entsprechenden Werkstoffprüfungen (Messwerten) beruhen.

(8) Für Stahlsorten bis S700, die eine ausgeprägte Streckgrenze und ein Fließplateau aufweisen, dürfen die Werkstoffmodelle in 5.3.2 verwendet werden.

(9) Für Stahlsorten bis S700, die eine ausgerundete Spannungs-Dehnungs-Kurve aufweisen, darf das Werkstoffmodell in 5.3.3 verwendet werden.

(13) Wenn die Berechnung eine Querkontraktion beinhaltet (z. B. bei Volumenelementmodellen oder Schalen mit Dickenreduzierungs-effekt), darf die wahre Spannungs-Dehnungs-Kurve, die aus dem quad-linearen Spannungs-Dehnungs-Modell berechnet wird bis zur Gleichmaßdehnung oder eine gemessene technische Zugspannungs-Dehnungs-Kurve gemäß Formel (5.1) und Formel (5.2) verwendet werden.

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma \cdot (1 + \epsilon) \quad (5.1)$$

$$\epsilon_{\text{true}} = \ln(1 + \epsilon) \quad (5.2)$$

3.4.2 Allgemeines

Angaben zur Anwendung von Werkstoffmodellen bei der numerischen Berechnung von Stahlbauten enthält der Abs. 5.3 der prEN 1993-1-14. Bei der Definition und Verwendung der Werkstoffeigenschaften wird zwischen denen, die zur Unterstützung numerischer Bemessungsverfahren, und denen, die zur Modellvalidierung, vgl. Abschnitt 5, verwendet werden, unterschieden. Bei den numerischen Bemessungsverfahren sind die Nennwerte von f_y , f_u , E und ϵ_u , die in den unterschiedlichen Teilen des Eurocode 3 und in den Produktnormen angegeben sind, zu verwenden. Zur Validierung des entwickelten numerischen Modells sollten Versuche zur Werkstoffcharakterisierung an Proben aus der gleichen Charge wie das geprüfte Tragelement und unter ähnlichen Bedingungen (z. B. Dehnrage, Temperatur) durchgeführt werden. Die experimentell ermittelten Werkstoffeigenschaften sind in das numerische Modell zu implementieren, um eine realistische Beschreibung des Tragverhaltens und des Versagensmechanismus zu ermöglichen.

Die für den Zugbereich definierten Spannungs-Dehnungs-Kurven können identisch für den Druckbereich berücksichtigt werden, sofern nicht anders angegeben ist. Darüber hinaus deckt die prEN 1993-1-14 die Werkstoffeigenschaften von Stählen, die Temperaturen bis zu 100 °C ausgesetzt sind, ab. Für den Brandfall dürfen die mechanischen Eigenschaften von Kohlenstoffstahl und nichtrostenden Stählen aus prEN 1993-1-2 [2] verwendet werden. Für warmgewalzte, kaltgeformte, höherfeste und nichtrostende Stähle sind die entsprechenden Werkstoffmodelle in Teil 1-14 selbst enthalten. Darüber hinaus wird für die Stahlsorten bis S700 zwischen Werkstoffmodellen mit scharf definierter Streckgrenze und solchen mit ausgerundeter Spannungs-Dehnungs-Kurve unterschieden, siehe Abs. 3.4.4 und 3.4.6. Diese Spannungs-Dehnungs-Kurven werden als sog. technische Spannungen und Dehnungen angegeben und können mit den Formeln (5.1) und (5.2) in sog. wahre Spannungen und Dehnungen umgerechnet werden. Technische Spannungen werden mithilfe des Ausgangsquerschnitts bestimmt, wahre Spannungen beziehen sich stets auf die aktuelle Querschnittsfläche. Eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung, die durch die wahre Spannungs-

Dehnungs-Kurve definiert wird, kann das reale Tragverhalten oftmals besser abbilden, während die technische Spannungs-Dehnungs-Kurve i. d. R. zu konservativen Bemessungsergebnissen führt.

Zusätzlich zu den in den folgenden Abschnitten beschriebenen Standardmodellen ist die Definition von fortgeschrittenen Werkstoffmodellen möglich, z. B. Modelle, die nichtlineare Verfestigung, Entfestigung und Bruch beinhalten. Diese Werkstoffmodelle waren grundsätzlich bereits Bestandteil des Anhangs C der DIN EN 1993-1-5 [4]. Ein Beispiel davon stellt das bilineare Spannungs-Dehnungs-Werkstoffmodell dar, welches einen linear elastischen Bereich und einen linearen Verfestigungsbereich mit einer Steigung von $E/100$ umfasst. Dieses Modell kann das Verhalten bei der Verfestigung von Stählen angemessen darstellen, sollte aber mit Bedacht verwendet werden, da es die Spannungen am Ende des Fließplateaus bei warmgewalzten Stählen um bis zu 20% überschätzen kann. Darüber hinaus erfordern Berechnungen mit zyklischer Beanspruchung ggf. Werkstoffmodelle, welche den Bauschinger-Effekt sowie das Masing-Verhalten und Werkstoffgedächtnis berücksichtigen, vgl. [12]. Gerade zur Berücksichtigung des Bauschinger-Effektes im Bereich nicht reversibler, plastischer Dehnungen sollte ein Werkstoffmodell mit kinematischer oder kombinierter kinematischer und isotroper Verfestigung verwendet werden.

3.4.3 Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.3.2(1-2)

5.3.2 Werkstoffmodelle für warmgewalzte Stähle

(1) Je nach Berechnungsverfahren und dessen Anforderungen an die Genauigkeit und die zulässigen Dehnungen dürfen die folgenden Modelle des Werkstoffverhaltens in materiell nichtlinearen Berechnungen verwendet werden, welche auch im Bild 5.1 dargestellt sind:

- a) linear elastisches – ideal plastisches Werkstoffmodell ohne Verfestigung,
- b) linear elastisches – ideal plastisches Werkstoffmodell mit einer Pseudowiederverfestigung für numerische Stabilität,
- c) linear elastisches – linear verfestigendes plastisches Werkstoffmodell (quad-lineares Werkstoffmodell mit Verfestigung),
- d) linear elastisches – nichtlinear verfestigendes Werkstoffmodell auf der Grundlage von Werkstoffprüfungen unter Verwendung einer technischen oder wahren Spannungs-Dehnungs-Kurve.

(2) Das quad-lineare Werkstoffmodell wird durch Formel (5.3) beschrieben und ist im Bild 5.1(c) dargestellt.

$$\sigma_{(e)} = \begin{cases} E_{\epsilon} & \text{für } \epsilon \leq \epsilon_y \\ f_y & \text{für } \epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{sh} \\ f_y + E_{sh} (\epsilon - \epsilon_{sh}) & \text{für } \epsilon_{sh} < \epsilon \leq C_1 \epsilon_u \\ f_{C_1 \epsilon_u} + \frac{f_u - f_{C_1 \epsilon_u}}{\epsilon_u - C_1 \epsilon_u} (\epsilon - C_1 \epsilon_u) & \text{für } C_1 \epsilon_u < \epsilon \leq \epsilon_u \end{cases} \quad (5.3)$$

wobei:

- f_y die Streckgrenze ist,
- $\epsilon_y = f_y/E$ die Fließdehnung ist,
- f_u die Zugfestigkeit ist,
- ϵ_{sh} die Verfestigungsdehnung ist, die gegeben ist durch:

$$\epsilon_{sh} = 0,1 \frac{f_y}{f_u} - 0,055 \quad \text{aber} \quad 0,015 \leq \epsilon_{sh} \leq 0,03 \quad (5.4)$$

ϵ_u die totale Dehnung beim Erreichen der Zugfestigkeit ist, die gegeben ist durch:

$$\epsilon_u = 0,6 \left(1 - \frac{f_y}{f_u} \right) \quad \text{aber} \quad 0,06 \leq \epsilon_u \leq A \quad (5.5)$$

wobei:

- A die Verlängerung nach dem Bruch ist, die in der jeweiligen Werkstoffspezifikation festgelegt ist,
- C_1 ein Werkstoffkoeffizient ist, der gegeben ist durch:

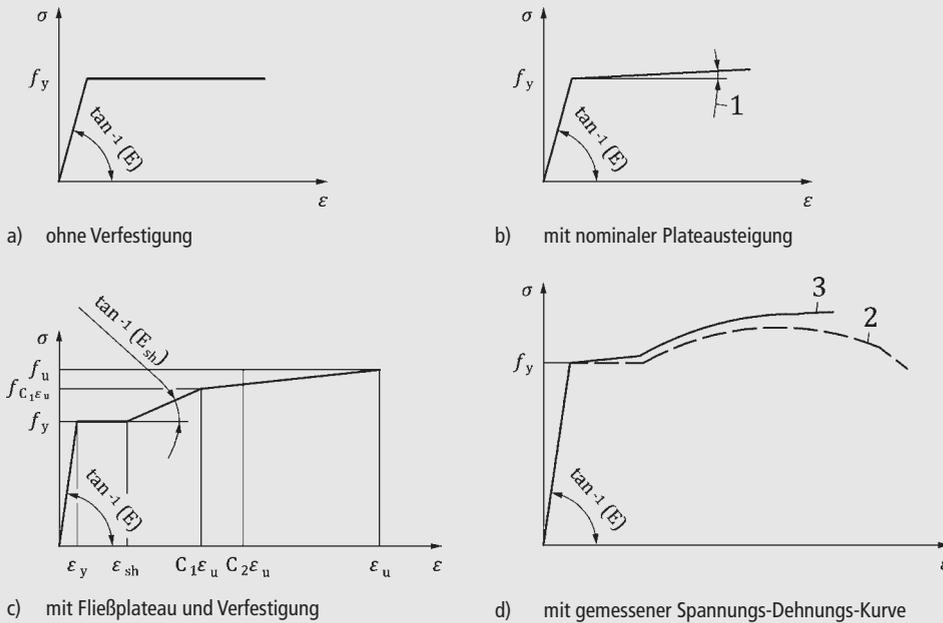
$$C_1 = \frac{\epsilon_{sh} + 0,25 (\epsilon_u - \epsilon_{sh})}{\epsilon_u} \quad (5.6)$$

E_{sh} ein Verfestigungsmodul ist, der gegeben ist durch:

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{C_2 \epsilon_u - \epsilon_{sh}} \quad (5.7)$$

C_2 ein Werkstoffkoeffizient ist, der gegeben ist durch:

$$C_2 = \frac{\epsilon_{sh} + 0,4 (\epsilon_u - \epsilon_{sh})}{\epsilon_u} \quad (5.8)$$



Legende

- 1 $\tan^{-1}(E/10\,000)$
- 2 Spannungs-Dehnungs-Kurve aus dem Zugversuch
- 3 Wahre Spannungs-Dehnungs-Kurve

Bild 5.1. Modellierung von warmgewalzten Stählen

3.4.4 Werkstoffmodelle für warmgewalzte Stähle

Je nach Anwendungszweck, Versagenskriterien und Berechnungsverfahren können verschiedene Werkstoffmodelle in nichtlinearen Berechnungen mit warmgewalzten Stählen eingesetzt werden:

- a) linear elastisches – perfekt plastisches Werkstoffmodell ohne Verfestigung,
- b) linear elastisches – perfekt plastisches Werkstoffmodell mit einer Pseudoverfestigung (nominelle Plateaussteigung) für numerische Stabilität,
- c) linear elastisches – linear verfestigendes plastisches Werkstoffmodell (quad-lineares Werkstoffmodell mit Verfestigung),
- d) linear elastisches – nichtlinear verfestigendes Werkstoffmodell auf der Grundlage von Ergebnissen von Versuchen zur Werkstoffcharakterisierung unter Verwendung von technischen oder wahren Spannungs-Dehnungs-Kurven.

Die ersten beiden Werkstoffmodelle, die in den Bildern 5.1a und b der Norm dargestellt sind, werden durch bilineare Spannungs-Dehnungs-Kurven definiert, bei denen plastisches Verhalten ohne (werkstoffbedingte) Verfestigung angenommen und die Streckgrenze als Spannungsgrenze definiert wird. Bei einem bilinearen Modell mit Pseudoverfestigung (geringe Plateaussteigung, Bild 5.1b) sollte in materiell

nichtlinearen Berechnungen (MNA) eine Begrenzung der maximalen Dehnungen festgelegt werden, um zu verhindern, dass unangemessen hohe Widerstände erreicht werden, welche mit unrealistisch großen Dehnungen bzw. Stauchungen einhergehen. Eine Erweiterung der ersten beiden Werkstoffmodelle zeigen die Spannungs-Dehnungs-Kurven in den Bildern 5.1c und d der Norm. Das quad-lineare Werkstoffmodell im Bild 5.1c ermöglicht die zutreffende Beschreibung der gesamten Spannungs-Dehnungs-Kurve von warmgewalzten Stählen. Dieses Modell und seine Parameter wurden für Stahlorten von S235 bis S690 [13] kalibriert und in Abs. 5.3.2(2) definiert. Zu den erforderlichen Eingabegrößen gehören die Streckgrenze, der Elastizitätsmodul und die Zugfestigkeit, die anderen Größen sind als Funktionen und somit abhängig von ihnen angegeben. Für die Validierung von FE-Modellen mit den Ergebnissen experimenteller Untersuchungen ist es zielführend, experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungs-Kurven aus Versuchen zur Werkstoffcharakterisierung direkt in das FE-Modell zu implementieren, vgl. Bild 5.1d.

Zusätzlich zu den verschiedenen bestehenden Werkstoffmodellen, die Entfestigung enthalten, können die Tragwerksplaner:innen das strukturmechanische Werkstoffmodell, wie im Bild 5 zeigt, innerhalb des

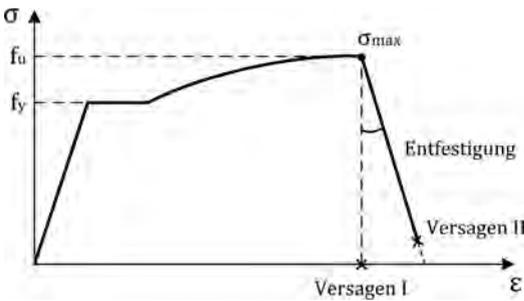


Bild 5. Allgemeine Definition des Werkstoffmodells mit Verfestigung und Entfestigung [13]

numerischen Modells definieren. Dieses Werkstoffmodell umfasst den elastischen Bereich der Werkstoffkurve für kleine Dehnungen, das Fließplateau, die Verfestigung und die Werkstoffentfestigung bis zum Versagen (oder maximale plastische Verformungen). Es können zwei Versagensarten unterschieden werden: Versagen I und Versagen II. Versagen I stellt das sog. kumulierte Schädigungsmodell dar, bei dem das Versagen als das Dehnungsniveau beim Erreichen der Zugfestigkeit des Werkstoffs definiert ist. Versagen II hingegen berücksichtigt die Abnahme der (technischen) Spannung im Entfestigungsbereich, nach Erreichen der Zugfestigkeit. Die Werkstoffentfestigung kann einen wichtigen Aspekt bei der Bemessung darstellen und muss bei der Berechnung der Widerstände ggf. berücksichtigt werden. Um jedoch erweiterte Werkstoffmodelle anzuwenden, beispielsweise um Entfestigung zu erfassen, sollte ein geeigneter Elementtyp gewählt werden, der große plastische Verformungen, Einschnürungen und Schäden zulässt. Zur adäquaten Erfassung von Rissbildung und -fortschritt sind zusätzliche Aspekte zu berücksichtigen, welche nicht Gegenstand des vorliegenden Beitrags sind.

Das oben beschriebene strukturmechanische Werkstoffmodell sollte im Rahmen der Von-Mises-Plastizität implementiert werden. Das Modell kann alle zuvor erwähnten Werkstoffeigenschaften beinhalten, z. B. Verfestigung, Entfestigung und Versagen. Das Modell ist jedoch von den anderen gängigen Werkstoffmodellen mit isotroper Plastizität, wie Drucker-Prager, Tresca, Mohr-Coulomb [14], zu unterscheiden, da diese für Werkstoffe gelten, die andere Fließkriterien und ein anderes Versagen als Baustähle aufweisen.

3.4.5 Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.3.3(1), (2), 5.3.4(1), (2)

5.3.3 Werkstoffmodelle für kaltgeformten Stahl, hochfesten Stahl und nichtrostende Stähle

(1) Für kaltgeformte, nichtrostende Stähle und für Stähle bis S700, die eine ausgerundete Spannungs-Dehnungs-Kurve aufweisen, darf das zweistufige Ramberg-Osgood-Modell, das in Formel (5.9) angegeben

und im Bild 5.2 dargestellt ist, für materiell nichtlineare Berechnungen verwendet werden.

$$\epsilon = \begin{cases} \frac{\sigma}{E} + 0,002 \left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^n & \text{für } \sigma \leq f_y \\ \frac{\sigma - f_y}{E_{0,2}} + \left(\epsilon_u - \epsilon_{0,2} - \frac{f_u - f_y}{E_{0,2}}\right) \left(\frac{\sigma - f_y}{f_u - f_y}\right)^m + \epsilon_{0,2} & \text{für } f_y < \sigma \leq f_u \end{cases} \quad (5.9)$$

wobei:

σ die Spannung ist,

ϵ die Dehnung ist,

E, f_y und f_u in EN 1993-1-1 für Kohlenstoffstähle und in EN 10088 für nichtrostende Stähle angegeben sind,

n ein Koeffizient ist, der aus Tabelle 5.1 entnommen oder anhand gemessener Eigenschaften berechnet werden darf und sich wie folgt berechnet:

$$n = \frac{\ln(4)}{\ln\left(\frac{f_y}{\sigma_{0,05}}\right)} \quad (5.10)$$

wobei

$\sigma_{0,05}$ die Spannung mit Bezug auf die 0,05%-Dehngrenze ist.

$E_{0,2}$ der Tangentenmodul der Spannungs-Dehnungs-Kurve bei der Streckgrenze ist, definiert als:

$$E_{0,2} = \frac{E}{1 + 0,002 n \frac{E}{f_y}} \quad (5.11)$$

ϵ_u die totale Dehnung beim Erreichen der Zugfestigkeit ist, die gegeben ist durch:

$$\epsilon_u = \begin{cases} 0,6 \left(1 - \frac{f_y}{f_u}\right) & \text{für kaltgeformte Stähle und ferritische nichtrostende Stähle} \\ 1 - \frac{f_y}{f_u} & \text{für nichtrostende austenitische und Duplexstähle} \end{cases} \quad (5.12)$$

Tabelle 5.1. Werte von n

Stahl	Koeffizient n
Kaltgeformte Stähle	8
Austenitische nichtrostende Stähle	7
Ferritische nichtrostende Stähle	14
Nichtrostende Duplexstähle	8
Stahlsorten von S500–S700	14

aber $\epsilon_u \leq A$, wobei A die in den Werkstoffspezifikationen angegebene Bruchdehnung ist.

m der zweite Verfestigungsexponent ist, der mit Formel (5.13) bestimmt werden darf

$$m = \begin{cases} 1 + 3,3 \frac{f_y}{f_u} & \text{für kaltgeformte Stähle} \\ 1 + 2,8 \frac{f_y}{f_u} & \text{für alle nichtrostenden Stähle} \end{cases} \quad (5.13)$$

oder aus gemessenen Eigenschaften wie folgt berechnet wird:

$$m = \frac{\ln \left(0,008 + \frac{\sigma_{1,0} - f_y}{E} - \frac{\sigma_{1,0} - f_y}{E_{0,2}} \right)}{\ln (\sigma_{1,0} - f_y) - \ln (f_u - f_y)} - \frac{\ln \left(\epsilon_u - \epsilon_{0,2} - \frac{f_u - f_y}{E_{0,2}} \right)}{\ln (\sigma_{1,0} - f_y) - \ln (f_u - f_y)} \quad (5.14)$$

wobei $\sigma_{1,0}$ die Spannung zugehörig zur 1%igen Dehngrenze und $\epsilon_{1,0}$ die entsprechende Gesamtdehnung bei $\sigma_{1,0}$ ist.

Anmerkung: Für duktilere Werkstoffe kann die angenäherte Beziehung $\left(\epsilon_u - \epsilon_{0,2} - \frac{f_u - f_y}{E_{0,2}} \right) \approx \epsilon_u$ eine einfachere Version von Formel (5.9) liefern.

(2) Als Alternative zum zweistufigen Ramberg-Osgood-Modell dürfen die oben genannten Kurven durch multilineare Werkstoffmodelle dargestellt werden.

Anmerkung: Ist das Tragwerk im Verfestigungsbereich stabilitätsgefährdet und reagiert es empfindlich auf kleine Änderungen des Tangentenmoduls (z. B. bei Schalen), führt ein mehrlineares Modell häufig zu numerischen Konvergenzproblemen und abrupten Tragfähigkeitsänderungen bei kleinen Änderungen der Belastung oder Geometrie.

5.3.4 Fortgeschrittene Werkstoffmodelle

(1) Wenn der maßgebende Versagensmodus Bruch ist (Zugelemente, Schrauben, Bleche mit großen plastischen Verformungen) und die Beanspruchbarkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit einem nichtlinearen Werkstoffmodell berechnet wird, sollten kumulative Schädigungsmodelle verwendet werden, wenn keine Dehngrenze gemäß Kriterium C2 in 8.1.5(2) verwendet wird.

(2) Bei Berechnungen mit zyklischer Belastung, die plastisches Verhalten hervorruft, ist die Form der Verfestigungsregel aufgrund des Bauschinger-Effekts von wesentlicher Bedeutung. Bei solchen Berechnungen sollte ein Werkstoffmodell mit kinematischer oder kombinierter kinematischer und isotroper Verfestigung verwendet werden.

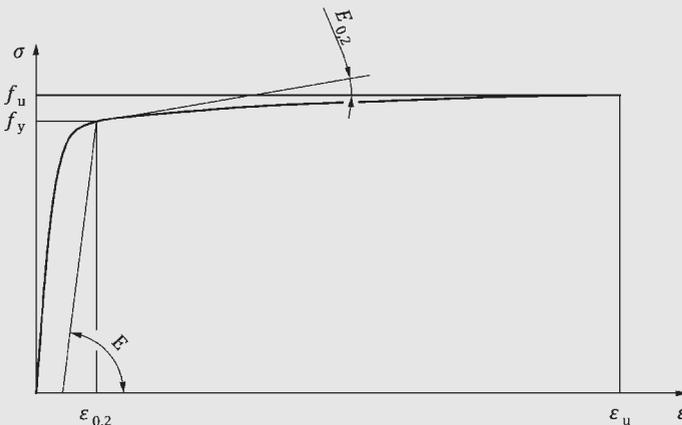


Bild 5.2. Zweistufiges Ramberg-Osgood-Modell

3.4.6 Werkstoffmodelle für kaltgeformten Stahl, hochfesten Stahl und nichtrostende Stähle

Bei kaltgeformten, hochfesten und nichtrostenden Stählen, die eine ausgerundete Spannungs-Dehnungs-Kurve aufweisen, wird bei materiell nichtlinearen Berechnungen ein zweistufiges elasto-plastisches Ramberg-Osgood-Modell empfohlen, das im Bild 5.2 der Norm dargestellt und in Formel (5.9) definiert ist. Die Spannungs-Dehnungs-Kurve wird durch das klassische Ramberg-Osgood-Modell bis einschließlich der

0,2%-Fließspannung und einem weiteren, neueren Ansatz nach [15] für größere Spannungen gebildet. Am Übergang ist der Kurvenverlauf stetig und berücksichtigt eine kontinuierliche Abnahme der Steifigkeit. Neben den typischen Werkstoffkennwerten f_y , f_u , E und ϵ_u wird die Form und insbesondere die Ausrundung der Spannungs-Dehnungs-Kurven durch die Verfestigungsexponenten m und n beeinflusst, die für verschiedene Stähle kalibriert wurden. Zur Vereinfachung und beim Fehlen des entsprechenden vorimplementier-

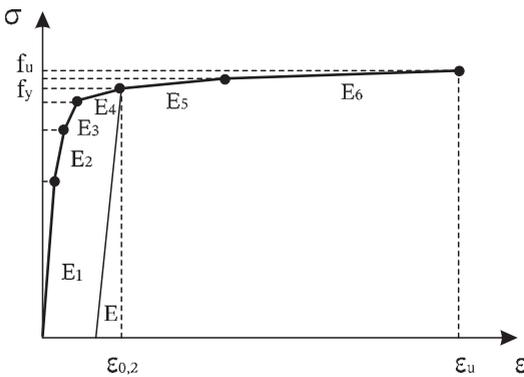


Bild 6. Multilineare Spannungs-Dehnungs-Kurve als Approximation der Ramberg-Osgood-Kurve

ten Werkstoffmodells in den verwendeten Programmen wird die Ramberg-Osgood-Formulierung gelegentlich als multilineare Beziehung verwendet. Dabei sollte eine ausreichende Anzahl von Stützstellen berücksichtigt werden, um den Verlauf der Ramberg-Osgood-Kurve zutreffend zu erfassen (ein Beispiel hierfür ist im Bild 6 dargestellt). Dies kann im Bedarfsfall auch die numerische Stabilität in den Finite-Elemente-Programmen gewährleisten.

3.5 Imperfektionen

3.5.1 Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.1(1)–(3), (8)

5.4 Imperfektionen

5.4.1 Imperfektionstypen

(1) Wenn Imperfektionen im FE-Modell berücksichtigt werden, sollten sie die Auswirkungen geometrischer Abweichungen von der perfekten Form, Eigenspannungen und Randbedingungsfehler (z. B. unebenes Fundament usw.) berücksichtigen.

(2) Es darf einer der folgenden Imperfektionsansätze verwendet werden:

- geometrische Imperfektionen (siehe 5.4.2) und zusätzliche Eigenspannungen infolge der Herstellung (siehe 5.4.3),
- äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen (siehe 5.4.4) durch Änderung der perfekten Form des Tragwerks; diese Ersatzimperfektionen sollten die Auswirkungen sowohl der geometrischen Imperfektionen als auch der Eigenspannungen abdecken und sind größer als rein geometrische Imperfektionen.

(3) Geometrische Imperfektionen oder äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen dürfen im FE-Modell wie folgt definiert werden:

- gemessene Imperfektionsform des Tragelements (nur für geometrische Imperfektionen zulässig),

b) Imperfektionsformen auf der Grundlage der in 5.4.4 definierten Funktionen oder Modifikation der perfekten Form durch eine vordefinierte Verschiebung (zulässig sowohl für geometrische als auch für äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen),

c) Imperfektionsform auf der Grundlage der linear elastischen Verzweigungs-(Eigenwert-)berechnung (LBA), die der Eigenform entspricht, die mit dem erwarteten Versagensmodus oder einer Kombination von Eigenformen verbunden ist (zulässig sowohl für geometrische als auch für äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen).

(8) Die Richtung der gewählten Imperfektion(en) (Imperfektionskombinationen) sollte so gewählt werden, dass die geringste Beanspruchbarkeit ermittelt wird. Wenn die relevante Imperfektionsrichtung nicht offensichtlich oder durch andere Regeln definiert ist, sollten Imperfektionen mit unterschiedlichen Richtungen untersucht werden, sofern dies physikalisch möglich ist.

3.5.2 Allgemeines

Durch den Herstellungsprozess sowie die Montage sind Imperfektionen unvermeidlich. So entstehen beispielsweise Eigenspannungen und geometrische Imperfektionen wie Vorkrümmungen und Anfangsschiefstellung. Diese Imperfektionen beeinflussen das Tragverhalten von Stahltragwerken, insbesondere die Beanspruchbarkeit stabilitätsgefährdeter Tragwerke. Die korrekte Implementierung von Imperfektionen in das numerische Modell (Form und Größe) ist daher von Bedeutung. Ausgehend von der allgemeinen Definition der unterschiedlichen Imperfektionsursachen, unterscheidet prEN 1993-1-14 in der Berücksichtigung von Imperfektionen zwischen (a) geometrischen Imperfektionen und zusätzlichen Eigenspannungen und (b) äquivalenten geometrischen Ersatzimperfektionen. Ersteres Vorgehen erlaubt die getrennte Berücksichtigung von geometrischen Imperfektionen und Eigenspannungen, während letzteres dazu dient, alle Typen von Imperfektionen in Form von geometrischen Ersatzimperfektionen zu erfassen. Durch (äquivalente) geometrische Ersatzimperfektionen wird die ursprüngliche, perfekte Form des Stabtragwerks auf der Grundlage der in EN 1993-1-1 [1] und prEN 1993-1-14 [9] definierten Regeln und Definitionen verändert. Die Formen und Größenordnungen der geometrischen Imperfektionen basieren auf früheren experimentellen und numerischen Untersuchungen und Erkenntnissen [16–20].

3.5.3 Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.2(1)

5.4.2 Geometrische Imperfektionen

(1) Geometrische Imperfektionen dürfen unter Berücksichtigung der Herstellungs- und Montageprozesse und der damit verbundenen Herstellungs- und Montagetoleranzen gewählt werden. Die Imperfektionsformen dürfen nach 5.4.1(3) gewählt werden.

Tabelle 1. Anwendung verschiedener Formen von Imperfektionen in numerischen Modellen

Definition in prEN 1993-1-14	Geometrische Imperfektionen	Eigenspannungen
	<ul style="list-style-type: none"> – geometrische Abweichungen des Tragwerks von der perfekten Geometrie, die sich aus der Herstellung und Konstruktion ergeben 	<ul style="list-style-type: none"> – Herstellungsprozess von Stahlbauteilen (Walzen von Stahlplatten, Brennschneiden, Schweißen)
Berücksichtigung im numerischen Modell	<ul style="list-style-type: none"> – gemessene Imperfektionsform des Bauteils – Imperfektionsformen auf der Grundlage der in prEN 1993-1-14:2023, 5.4.2, 5.4.4 [9] und in EN 1993-1-1:2022, 7.3.2 und 7.3.3 [1] definierten Regeln und Funktionen oder Modifikation der perfekten Form durch eine vordefinierte Verschiebung – Imperfektionsform auf der Grundlage der linearen Eigenwertberechnung (LBA), die der Eigenform entspricht, die mit dem erwarteten Versagensmodus oder einer Kombination von Eigenformen verbunden ist 	<ul style="list-style-type: none"> – dargestellt durch anfängliche Dehnungen oder Spannungen im Modell – Eigenspannungsmodelle werden gemäß den Regeln und Werten in prEN 1993-1-14:2023, 5.4.3 definiert
	Äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen	
	<ul style="list-style-type: none"> – Berücksichtigung sowohl von geometrischen Imperfektionen als auch von Eigenspannungen als geometrische Imperfektionen mit erhöhter Größe – Regeln und Werte werden in EN 1993-1-1:2022, 7.3.2, 7.3.3 [1] und prEN 1993-1-14:2023, 5.4.4 [9] definiert 	

Anmerkung 1: Für Querschnitts- und Bauteilimperfektionen können 80% der in EN 1090-2 angegebenen geometrischen Herstellungstoleranzen (mindestens $L/1000$) verwendet werden, sofern der Nationale Anhang keine anderen Werte angibt.

Anmerkung 2: Für Schalen enthält EN 1993-1-6 die entsprechenden Angaben

3.5.4 Geometrische Imperfektionen

Um geometrische Imperfektionen oder äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen in numerischen Modell zu berücksichtigen, können die Tragwerksplaner:innen entweder (a) eine imperfekte Geometrie modellieren, um ein anfänglich verformtes System zu bilden, oder (b) äquivalente Kräfte auf ein anfänglich unverformtes System aufbringen, um den Einfluss von Imperfektionen adäquat zu berücksichtigen. prEN 1993-1-14 schlägt drei Möglichkeiten vor, um geometrische Imperfektionen im FE-Modell zu berücksichtigen (siehe 5.4.1(3)). Der erste Ansatz beinhaltet die Messung der tatsächlichen vorhandenen geometrischen Imperfektionen (Form und Größe) eines Bauteils mittels Laserscanning oder anderer zuverlässiger Messmethoden. Diese Imperfektionen werden dann zur Modellierung geometrischer Imperfektionen in das FE-Modell implementiert. Zur Validierung des numerischen Modells können die gemessenen geometrischen Imperfektionen mit Eigenspannungen kombiniert werden, die insbesondere aus entsprechenden Messungen begleitender Versuche stammen, vgl. Abschnitt 11.3. Darüber hinaus kann bei numerischen Berechnungen mit direktem Nachweis der Beanspruchbarkeit oder numerischen Simulationen die gemessene Imperfektionsform zur Bestimmung

der Tragfähigkeit des Tragwerks verwendet werden. Die Größe der Imperfektion sollte in diesem Fall aus den entsprechenden Angaben der Norm übernommen werden. Das Vorgehen des ersten Ansatzes wird heutzutage in der versuchsgestützten Forschung regelmäßig eingesetzt, stellt für die tägliche Ingenieurpraxis jedoch gegenwärtig keine praktische Möglichkeit dar. Bei dem zweiten Ansatz werden geometrische oder äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen im FE-Modell auf der Grundlage der in Abs. 5.4.4 der Norm beschriebenen Imperfektionsformen oder durch Veränderung der perfekten Form durch eine vordefinierte Verschiebung definiert. Diese Imperfektionen stammen aus Eigenformen oder gemessenen Imperfektionsformen in Tragwerken nach der Herstellung und sind unabhängig von den berücksichtigten Lasten und Auflagerbedingungen sowie dem Versagensmodus des Tragwerks. Die manuell definierten Imperfektionsformen umfassen polynomische, trigonometrische oder andere, komplexere mathematische Funktionen. Der dritte Ansatz ist die Anwendung von skalierten eigenformaffinen Imperfektionen, die aus einer vorherigen (elastischen) linearen Verzweigungs-(Eigenwert-)berechnung (LBA) gewonnen wurden. Die Eigenform kann skaliert werden, um geometrische Imperfektionen oder äquivalente geometrische Ersatzimperfektionen abzubilden. prEN 1993-1-14 erlaubt die Verwendung der zum niedrigsten Eigenwert zugehörigen Eigenform als Imperfektionsform, solange diese Form den Verformungen des gesamten Tragwerks im Versagenszustand grundsätzlich entspricht. Wenn als Ergebnis einer nichtlinearen Berechnung herauskommt, dass der Versagensmodus von der verwendeten Imperfektionsform abweicht oder z. B. ein anderer Teil des Tragwerks hinsichtlich der Beanspruchbarkeit kritisch

ist, wird den Tragwerksplaner:innen empfohlen, höhere, besser geeignete Eigenformen zu prüfen, die als Imperfektionen angesetzt werden können.

Im Allgemeinen sollten bei der Untersuchung möglicher Versagensmodi verschiedene relevante Imperfektionen in verschiedenen Richtungen untersucht werden, um die kritischste(n), aber auch realistisch möglichen Imperfektionen zu ermitteln, die im Modell zu berücksichtigen sind. Eine Kombination verschiedener Imperfektionsformen kann ebenfalls erforderlich

sein, und zwar gemäß den in Abs. 3.5.10 definierten Kombinationsregeln, die für den jeweiligen Tragwerkstyp (Balken, Rahmen, plattenförmige Tragwerke usw.) spezifisch sind. Ziel sollte es sein, die Imperfektionsform(en) zu ermitteln, welche zur geringsten Beanspruchbarkeit des untersuchten Tragwerks führt.

3.5.5 Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.3(3)–(5), (7)

5.4.3 Eigenspannungen

(3) Bei geschweißten Bauteilen darf der Maximalwert der Zugeigenspannung bei Stahlsorten zwischen S235 und S700 mit der Streckgrenze des Werkstoffs gleichgesetzt werden. Der Maximalwert der Druckeigenspannung hängt vom Herstellungsprozess und von der Geometrie des Querschnitts ab.

(4) Eigenspannungsverteilungen für warmgewalzte und geschweißte I-Profile aus Kohlenstoffstahl sowie für geschweißte Kastenprofile dürfen den Bildern 5.4 bis 5.6 entnommen werden.

(5) Die Eigenspannungsverteilungen für kreisförmige und rechteckige Hohlprofile dürfen den Bildern 5.6 und 5.7 entnommen werden.

(7) Eigenspannungen, die auf Laborversuchen beruhen, dürfen ebenfalls im Modell verwendet werden.

Anmerkung: Positive Auswirkungen von Nachbehandlungsverfahren auf die Eigenspannungsverteilung (z. B. bei warmgewalzten Profilen, die durch Rollrichten kontinuierlich gerichtet werden) können berücksichtigt werden.

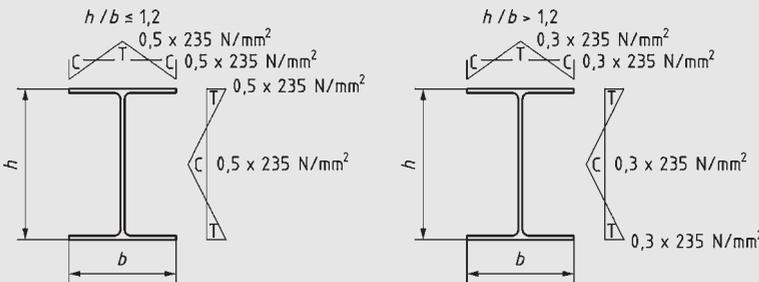


Bild 5.4. Eigenspannungen für warmgewalzte I-Profile

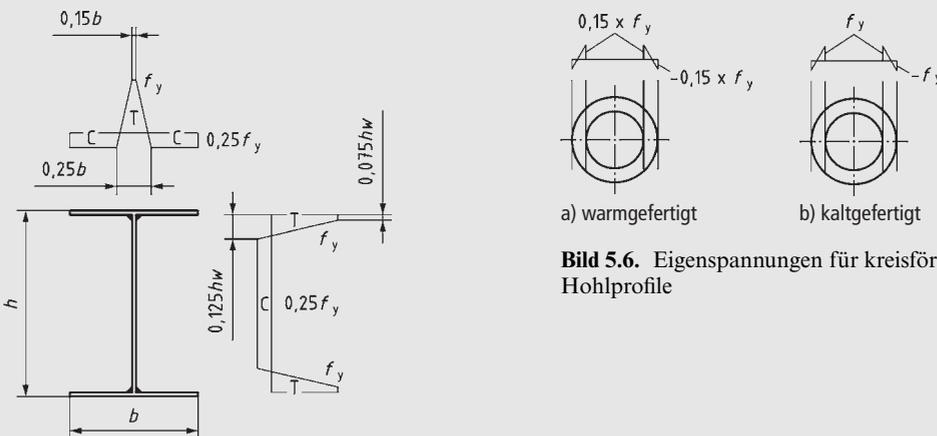
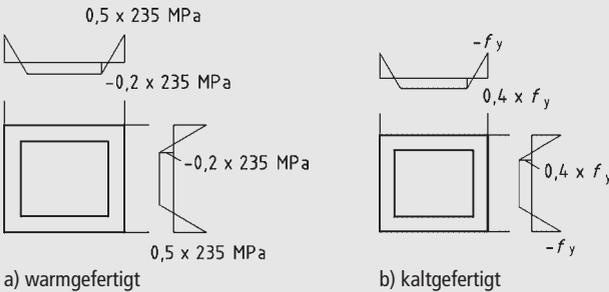
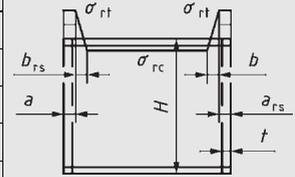


Bild 5.5. Eigenspannungen für geschweißte I-Profile

Bild 5.6. Eigenspannungen für kreisförmige Hohlprofile

Tabelle 5.2. Eigenspannungen für geschweißte Kastenprofile

H/t	Art der Verschweißung	σ_{rt}/f_y	σ_{rc}/f_y	a_{rs}	b_{rs}
10	–	1,0	-0,60	0	aus dem Gleichgewicht
20	Dicke Schweißnähte	1,0	-0,82	$3t$	$3t$
20	Dünne Schweißnähte	1,0	-0,29	$1,5t$	$1,5t$
40	Dicke Schweißnähte	1,0	-0,29	$3t$	$3t$
40	Dünne Schweißnähte	1,0	-0,13	$1,5t$	$1,5t$

**Bild 5.7.** Eigenspannungen für rechteckige Hohlprofile

3.5.6 Eigenspannungen

Eigenspannungen resultieren aus der Herstellung der Stahlkonstruktionen, insbesondere aus dem Walzen, dem Brennschneiden und dem Schweißen. Im Allgemeinen wird zwischen membranartigen und biegeartigen Eigenspannungen unterschieden. Diese beiden Arten von Eigenspannungen haben unterschiedliche Auswirkungen auf das Trag- und Stabilitätsverhalten von Stahlbauten und sollten daher im numerischen Modell sorgfältig berücksichtigt werden. Membranartige Eigenspannungen sind bei geschweißten schlanken Konstruktionen vorherrschend. Die maximalen Zugeigenspannungen befinden sich in der Nähe der Schweißnähte, und die maximalen Druckeigenspannungen treten (abhängig von der Geometrie und dem Herstellungsverfahren des Trägers) in der Mitte der einzelnen Querschnittselemente auf [21]. Biegeartige Eigenspannungen entstehen üblicherweise bei kaltgeformten Stahlträgern, Stahlrohren oder rechteckigen Hohlprofilen, die aus Profilen mit quadratischem Querschnitt durch Umformen hergestellt werden. Die biegeartigen Eigenspannungen ändern sich über die Dicke der Elemente als Folge der Umformung.

Die prEN 1993-1-14 definiert Eigenspannungsverläufe für warmgewalzte und geschweißte I-Profile aus Baustahl in den Bildern 5.4–5.6 in 5.4.3(4). Geschweißte Kastenprofile werden im selben Abschnitt behandelt und in Tabelle 5.2 zusammengefasst, wobei das Verhältnis H/t und die Energieeintragung der Schweißung die resultierenden Eigenspannungen beeinflussen. Darüber hinaus werden die Eigenspannungen von kreis-

förmigen und rechteckigen Hohlprofilen in den Bildern 5.6 und 5.7 von 5.4.3(5) dargestellt, wobei zwischen warm- und kaltgefertigten Profilen unterschieden wird.

Im FE-Modell sollten die Eigenspannungen durch initiale Spannungen oder Dehnungen berücksichtigt werden, die sich im Gleichgewicht befinden, ohne dass äußere Lasten aufgebracht werden. Um diesen Gleichgewichtszustand zu gewährleisten und zu überprüfen, wird empfohlen, einen separaten Berechnungsschritt im FE-Modell durchzuführen, bevor die eigentliche Belastung aufgebracht wird. Wenn sich die Eigenspannungen nicht im Gleichgewicht befinden, werden die Elemente verformt und die ursprünglichen geometrischen Imperfektionen verändert, was zu unerwünschten Sekundäreffekten bei Lastaufbringung führt.

Anstelle der Eigenspannungsverläufe, die in 5.4.3(4) und (5) von prEN 1993-1-14 definiert sind, können auch in experimentellen Untersuchungen ermittelte Eigenspannungen in das numerische Modell implementiert werden. Diese Methode findet insbesondere bei numerischen Simulationen in der Forschung sowie bei numerischen Bemessungsverfahren mit direktem Nachweis der Beanspruchbarkeit (ggf. einschließlich Modellvalidierung und -verifizierung, vgl. Abschnitt 5) Anwendung und zielt nicht primär auf die Aufgaben der täglichen Ingenieurpraxis ab. Darüber hinaus bietet der Stand der Technik in der Literatur Eigenspannungsmodelle, die über die Grenzen der Norm hinaus in numerische Modelle implementiert werden können, z. B. [16].

3.5.7 Normtext aus prEN 1993-1-14, 5.4.4(1), (5)–(7)

5.4.4 Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen

(1) Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen werden in die folgenden Untergruppen eingeteilt:

- a) äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für globale Tragwerke (z. B. Rahmen),
- b) äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für Bauteile,
- c) äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für Querschnitte (Bleche),
- d) äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für Schalen.

(5) Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen zur Verwendung bei der geometrisch und materiell nichtlinearen Berechnung (GMNIA) von Bauteilen für das Biegeknicken dürfen nach Formel (5.15) bestimmt werden. Die äquivalente Ersatzimperfectionsform darf entweder eine Vorkrümmung (Halbsinuswelle) oder eine Knickbiegeline sein.

$$e_0 = \frac{\alpha L}{150} \quad \text{aber} \quad e_0 \geq \frac{L}{1000} \quad (5.15)$$

wobei:

L die Bauteillänge ist,

α der Imperfektionsbeiwert ist, entnommen aus EN 1993-1-1 oder EN 1993-1-4.

Anmerkung: Im Falle von Bauteilen mit starren Zwischenlagern kann L gleich dem Abstand zwischen den starren Lagern gewählt werden.

(6) Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen zur Verwendung bei der geometrisch und materiell nichtlinearen Berechnung (GMNIA) von Bauteilen für Biegedrillknicken dürfen nach Formel (5.16) bestimmt werden.

$$e_0 = \alpha \cdot L \cdot \beta_{LT} \quad \text{aber} \quad e_0 \geq \frac{L}{1000} \quad (5.16)$$

wobei:

α der Imperfektionsbeiwert für das Biegeknicken um die schwache Achse ist, entnommen aus EN 1993-1-1 oder EN 1993-1-4,

β_{LT} die relative bezogene Vorkrümmung für das Biegedrillknicken nach Tabelle 5.5 ist, die senkrecht zur Biegeebene anzusetzen ist.

(7) Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für Querschnitte von plattenförmigen Bauteilen dürfen aus Tabelle 5.6 und Tabelle 5.7 entnommen werden.

Tabelle 5.5. Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen von Bauteilen für Biegedrillknicken

Form	β_{LT}
Vorkrümmung	Kombination von 1/150 (Sinushalbwellen) und 1/215 (volle Sinuswellen)
Eigenform	1/150

Tabelle 5.6. Äquivalente geometrische Ersatzimperfectionen für Querschnitte von plattenförmigen Bauteilen

Bauteil/Imperfektionsansatz	Form	Größe
Längssteife der Länge a	Vorkrümmung	$\min(a/400, b/400)$
Teilfeld oder Einzelfeld mit kurzer Länge a oder b	Eigenform	$\min(a/200, b/200)$
Verdrehung von Steifen und Flanschen	Bogen	1/50
Einseitig gestützte Elemente von kaltgeformten Bauteilen – lokal	Eigenform	$b/125$
Einseitig gestützte Elemente von kaltgeformten Bauteilen – distortional	Eigenform	siehe Formel (5.17)

1 Einleitung

1.1 Bemessungsregeln bei Stahlbrücken

Brücken sind seit jeher besondere Ingenieurbauwerke. Bei einer geplanten Nutzungsdauer von 100 Jahren müssen sie besonderen Anforderungen der Dauerhaftigkeit und vielleicht auch Robustheit genügen. Ein Sanierungsstau und gestiegene Verkehrsbelastung führen zu einem hohen zeitlichen Druck, neue Brücken als Ersatz oder in Ergänzung in möglichst kurzer Bauzeit entstehen zu lassen. Die finanzielle Situation führt nach wie vor dazu, dass Wirtschaftlichkeit oder geringe Erstellungskosten den Wettbewerb entscheiden. Gleichzeitig werden aber an Brücken immer wieder auch besondere ästhetische Ansprüche gestellt, sie sollen architektonisch ein Zeichen setzen. Insofern fließen mit Recht auch die Umgebungsbedingungen hinsichtlich Landschaft, Bebauung und Nachhaltigkeitsaspekten in den Entwurf mit ein.

Diese Besonderheiten spiegeln sich auch in den Bemessungsregeln für Stahlbrücken wider, die Schwerpunkt dieses Beitrags sind. Neue Entwicklungen wie der Einsatz hochfester Stähle oder neue Bauweisen wie Hybridbauweisen aus Stahl und Beton haben zu neuen Erfordernissen auch in der Normung geführt. Nicht zuletzt hat sich die Entwicklung der zweiten Eurocode-Generation auch vorgenommen, innovative Entwicklungen aufzugreifen und zu ermöglichen.

Es gab in den vergangenen Jahren immer wieder im Stahlbau-Kalender Beiträge zum Thema Brücken. Der letzte Beitrag, der direkt einen Kommentar zur gültigen Stahlbrückennorm darstellt, wurde im Kalender 2013 [32] veröffentlicht. Hier wird u. a. betont, dass es nicht nur um reine Stahlbrücken geht, sondern mindestens die Bemessung der Stahlteile im Verbundbrückenbau von ebenso großer Bedeutung ist. Inzwischen ist die zweite Normengeneration von Eurocodes so weit entwickelt, dass sie kurz vor der Fertigstellung steht. Diese Überarbeitung hatte zum einen die Harmonisierung und „Ease of Use“ (Nutzerfreundlichkeit) zum Ziel, aber zum anderen auch die Einbeziehung von Innovationen und Weiterentwicklungen, um diese über die Normung dem Anwender auch zugänglich zu machen. Dieser Beitrag konzentriert sich auf die Änderungen gegenüber der jetzt gültigen Norm. Er schließt damit an vergleichbare Einführungen in die neue Normengeneration in früheren Stahlbau-Kalendern an, siehe zu EN 1993-1-1 [30], EN 1993-1-5 [36], EN 1993-1-9 [23] und EN 1993-1-10 [26].

1.2 Überblick zu der Entwicklung und den Änderungen in prEN 1993-2

1.2.1 Entwicklungsprozess

Die Überarbeitung der Eurocodes in der zweiten Generation folgt einem strukturierten Prozess, der in einem ersten Teil durch die Arbeit von sogenannten Project Teams bestimmt wurde, die im Rahmen des

Mandats [*European Commission M1515 – Mandate for amending existing Eurocodes and extending the scope of structural Eurocodes. Brussels, 12. December 2012*] den Text des neuen Eurocode-Teils verfasst haben, auf der Basis von Kommentaren und Änderungswünschen (Systematic Review) zu den jetzt gültigen Eurocode-Teilen und auf Grundlage eines Vertrags, den CEN mit der Europäischen Kommission geschlossen hat. Das Project Team, das für Eurocode 3 Teil 2 Stahlbrücken tätig war, setzte sich zusammen aus Alain Bureau (F) (Project Team Leader), Chris Hendy (UK), José Oliveira Pedro (PT), José M. Simón-Talero (ES) und Hans de Backer (B). Ulrike Kuhlmann (D) hat als Vorsitzende des zuständigen Subcommittee 3 (TC 250/SC 3) für Stahlbau ebenfalls die Gruppe aktiv unterstützt. Nach Fertigstellung des endgültigen Dokuments [14] und eines Hintergrundberichts [11] erfolgte die Weiterbearbeitung im Rahmen der verantwortlichen Arbeitsgruppe (Working Group TC 250/SC 3/WG 13) unter Leitung von Ian Palmer (UK). Zur Vorbereitung der Entscheidungen in der Working Group und Ausarbeitung der Normtextänderungen bzw. Beantwortung der Kommentare wurde als Vertretung der WG 13 eine kleine Expertengruppe ernannt, die Reference Group, die sich in diesem Fall aus 5 Mitgliedern zusammensetzt: Alain Bureau (Reference Group Leader), Chris Hendy, José Oliveira Pedro, Ian Palmer und Ulrike Kuhlmann. In Bild 1 ist der zeitliche Ablauf der Überarbeitung und des Entscheidungsprozesses dargestellt. Das in der WG 13 mithilfe der Reference Group überarbeitete Dokument wurde in einem ersten Schritt dem zuständigen Subcommittee 3 (TC 250/SC 3) für Stahlbau zur Entscheidung vorgelegt, dieses Dokument zum CEN Enquiry einzureichen. Dieses Dokument [SC 3/N3758] ist die Basis dieses Beitrags. Mit einer positiven Entscheidung im März 2023 kommt das Dokument zur weiteren Bearbeitung an TC 250 und die Editoren von CEN, gleichzeitig werden Übersetzungen in Deutsch und Französisch erstellt. Im März 2024 wird voraussichtlich die öffentliche Umfrage CEN Enquiry starten. Hierbei können die Nationalen Normungsgremien dem Dokument zustimmen oder es ablehnen, aber auch eine Liste von editorischen und auch technischen Änderungswünschen einreichen. Nach Abschluss der Umfrage CEN Enquiry gehen die Kommentarlisten wieder zurück an TC 250/SC 3 und die entsprechende Arbeitsgruppe TC 250/SC 3/WG 13 zur Beantwortung der Kommentare und ggf. Änderung des Normentextes. Nach einem vergleichbaren Vorgang wie zuvor wird dann eine zweite öffentliche Umfrage gestartet, das sogenannte Formal Vote, das für den Eurocode 3 Teil 2 voraussichtlich im Oktober 2025 erfolgen wird. Hierbei können die nationalen Normungsgremien dem überarbeiteten Dokument praktisch nur noch zustimmen oder es ablehnen, technische und zum Teil auch editorische Änderungen sind in der Situation nicht mehr möglich. Wenn diese Entscheidung positiv ausfällt, erfolgt direkt die Veröffentlichung des Dokuments durch CEN. Der letzte Schritt zur Veröffent-

REVISION OF EUROCODES | PROCEDURE | prEN 1993-2

TC 250 Outline of Publication Plan (CEN/TC 250/N3249) dated 09/2022

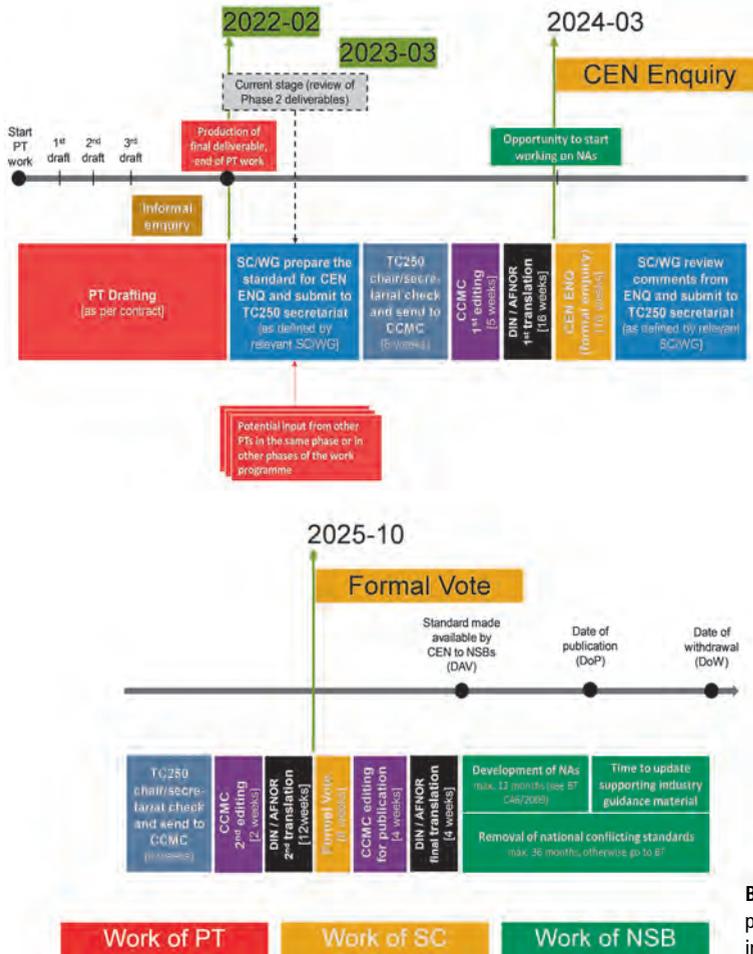


Bild 1. Übersicht über den Entwicklungsprozess der neuen Eurocode-Teile, insbesondere von prEN 1993-2

lichung auf der nationalen Ebene liegt ganz im Ermessen der nationalen Spiegelgremien, die einen entsprechenden nationalen Anhang verfassen und als letzten Schritt die frühere Eurocode-Fassung zurückziehen und die neue Norm veröffentlichen müssen.

1.2.2 Übersicht über die Änderungen

Grundsätzlich gibt es einige formale Änderungen im Vergleich zur vorherigen Normenfassung. So wurde in allen neuen Eurocode-Teilen die Gliederung geändert, siehe Tabelle 1 und Tabelle 2. Es wurden die Kapitel 2 Normative Verweisungen und Kapitel 3 Begriffe und Symbole eingeschoben, sodass am Ende die meisten Kapitel bei gleicher Überschrift eine um 2 erhöhte Kapitelnummer erhalten.

Außer einigen kleineren Verschiebungen hat es die größten Änderungen im Bereich der Anhänge gegeben. Die Inhalte der Anhänge A und B zu den Lagern und Fahrbahnübergängen sind jetzt Bestandteil des neuen Grundlagen-Eurocodes EN 1990 [8], dort A.2.11.4 für Fahrbahnübergänge und Anhang G (normativ) Bemessungsgrundlagen für Lager. Anhänge C und E wurden im Wesentlichen nicht geändert; Anhang D wurde verkürzt, da es in der neuen Normengeneration einen Technical Report für die Knicklasten gibt [15]. Anhang F ist als informativer Anhang neu hinzugekommen, da es nun zwei Sätze von Schadensäquivalenzbeiwerten λ gibt, aus denen der Nationale Anhang den für das Land maßgebenden Satz auswählen kann.

Tabelle 1. Gliederung von DIN EN 1993-2:2010 [6]

Vorwort, Hintergrund des Eurocode-Programms, Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes, Nationale Fassungen der Eurocodes, Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs), Besondere Hinweise zu EN 1993-2, Nationaler Anhang zu EN 1993-2

1	Einführung
2	Grundlagen der Tragwerksplanung
3	Werkstoffe
4	Dauerhaftigkeit
5	Tragwerksberechnung
6	Grenzzustände der Tragfähigkeit
7	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
8	Verbindungsmittel, Schweißnähte, Verbindungen und Anschlüsse
9	Ermüdungsnachweise
10	Versuchsgestützte Bemessung
Anhang A [informativ]	Technische Anforderungen für Lager
Anhang B [informativ]	Technische Anforderungen an Fahrbahnübergänge für Straßenbrücken
Anhang C [informativ]	Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlfahrbahnen
Anhang D [informativ]	Knicklängen von Bauteilen und Annahmen für geometrische Imperfektionen
Anhang E [informativ]	Kombination der Wirkungen aus lokalen Radlasten und globalen Verkehrslasten bei Straßenbrücken

Tabelle 2. Gliederung von prEN 1993-2:2023 [14]

European Foreword – Europäisches Vorwort

Introduction – Einleitung

1	Scope – Anwendungsbereich
2	Normative references – Normative Verweisungen
3	Terms, definitions and symbols – Begriffe und Symbole
4	Basis of design – Grundlagen für die Tragwerksplanung
5	Materials – Werkstoffe
6	Durability – Dauerhaftigkeit
7	Structural analysis – Tragwerksberechnung
8	Ultimate limit states – Grenzzustände der Tragfähigkeit
9	Serviceability limit states – Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit
10	Fatigue – Ermüdung
11	Fasteners, welds, connections and joints – Verbindungsmittel, Schweißnähte, Verbindungen und Anschlüsse
Annex A [normative]	Design of hangers for tied-arch bridges – Bemessung von Hängern bei Stabbogenbrücken
Annex B [normative]	Supplementary rules for the design of plate girders curved in plan with rigid restraints to the compression flange – Ergänzende Regeln für die Bemessung von im Grundriss gekrümmten Hauptträgern mit steifer Lagerung des Druckflansches
Annex C [informative]	Recommendations for the structural detailing of steel bridge decks – Empfehlungen für die bauliche Durchbildung von Stahlfahrbahnen
Annex D [normative]	Equivalent geometrical imperfections for arched bridges – Geometrische Ersatzimperfektionen für Bogenbrücken
Annex E [normative]	Combination of effects from local wheel and tyre loads and from global traffic loads on road bridges – Kombination der Wirkungen aus lokalen Radlasten und globalen Verkehrslasten bei Straßenbrücken
Annex F [informative]	Damage equivalent factors λ for fatigue verification of road bridge decks – Schadensäquivalenzbeiwerte λ für den Ermüdungsnachweis von Fahrbahnkonstruktionen für Straßenbrücken

1.3 Gegenstand und Verständnis des Beitrags

Im Folgenden werden die wesentlichen Teile des Normtextes von prEN 1993-2 [14] in ihrer deutschen Übersetzung wiedergegeben und kommentiert. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass es sich bei den in diesem Beitrag grau hinterlegten Normtexten um die Übersetzung der Autoren handelt, die nach bestem Wissen auf der Grundlage des derzeitigen Arbeitsstands von prEN 1993-2 [14] erstellt wurde. Es ist davon auszugehen, dass die endgültige offizielle Übersetzung an einigen Stellen Abweichungen aufweisen wird, auch weil der englischsprachige Normtext textlich stellenweise noch redigiert wird.

2 Grundlagen für die Tragwerksplanung

2.1 Grundlegende Anforderungen

Neuer Normtext

4 Grundlagen für die Tragwerksplanung

4.1 Allgemeine Regeln

4.1.1 Grundlegende Anforderungen

(1) Die Tragwerksplanung von Stahlbrücken und Stahlbauteilen von Verbundbrücken muss den allgemeinen Regeln von EN 1990, EN 1991 (alle Teile) und EN 1998 (alle Teile) und den spezifischen Bemessungsregeln für Stahlbauten nach den maßgebenden Teilen von EN 1993-1 (alle Teile) entsprechen.

(2) Stahlbrücken und Stahlbauteile von Verbundbrücken, die nach diesem Dokument bemessen werden, müssen in Übereinstimmung mit EN 1090-2 und/oder EN 1090-4 mit Baustoffen und Bauprodukten ausgeführt werden, die den Festlegungen in den maßgebenden Teilen von EN 1993 oder in den einschlägigen Baustoff- und Bauprodukt spezifikationen entsprechen.

Anmerkung: Zusätzliche Hinweise für orthotrope Stahl-fahrbahnen sind in Anhang C gegeben.

Kommentar

Es wird klargestellt, dass grundsätzlich alle Teile von EN 1990, EN 1991 und EN 1998 und EN 1993-1 gelten. Insbesondere der Verweis auf EN 1993-1 ist wichtig, weil in EN 1993-2 nur abweichende oder ergänzende Regeln zu EN 1993-1 aufgeführt werden. In Bezug auf EN 1993-1-1 wird sogar die Struktur der Abschnitte und Unterabschnitte mit den jeweiligen Überschriften weitestgehend beibehalten. So gibt es in beiden Teilen die Abschnitte: 4.1.1 Grundlegende Anforderungen, 4.1.2 Tragwerkszuverlässigkeit, 4.1.3 Robustheit usw. Das hilft einerseits für das Auffinden der Regeln und das Zusammenfügen, wie es seinerzeit auch schon für die bisherigen Normen mit dem *Normen-Handbuch Eurocode 3 – Stahlbau. Band 3: Brücken* [22] erfolgt ist. Andererseits macht es die Norm an sich schwer lesbar.

Es ist also zu begrüßen, dass das BMDV voraussichtlich wieder die Erstellung solcher Handbücher fördern wird, in denen die verschiedenen für den Brückenbau relevanten Normenteile und ihre nationalen Anhänge zusammengefügt sind.

2.2 Tragwerkszuverlässigkeit und Robustheit

Neuer Normtext

4.1.2 Tragwerkszuverlässigkeit

(1) Es gelten die Regeln in EN 1993-1-1.

(2) Die Wahl der Ausführungsklasse kann durch die zuständigen Behörde festgelegt werden oder sollte, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, für ein bestimmtes Bauvorhaben zwischen den beteiligten Parteien vereinbart werden.

4.1.3 Robustheit

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 4.1.3.

(2) Für die Robustheit sollte die Bemessung und Konstruktion der Brücke sicherstellen, dass, wenn ein Versagen eines einzelnen Bauteils infolge von außergewöhnlichen Einwirkungen auftritt, das verbleibende Tragwerk zumindest die außergewöhnliche Einwirkungskombination aufnehmen kann.

Anmerkung 1: EN 1990 gibt zusätzliche Informationen über die außergewöhnlichen Bemessungssituationen und Robustheitskriterien.

Anmerkung 2: Der Nationale Anhang kann Bauteile definieren, die einer außergewöhnlichen Bemessungssituation unterliegen und auch Details für die Nachweise angeben. Beispiele für solche Bauteile sind Hänger, Zugglieder oder Lager.

Kommentar zu 4.1.3 Anmerkung 2

Unter dem Stichwort Robustheit wird auf gesonderte Nachweise unter außergewöhnlicher Bemessungssituation für Hänger, Zugglieder oder Lager verwiesen. So etwas Ähnliches gab es bisher im Nationalen Anhang [7] als NDP zu 2.1.3.4 Robustheit und Redundanz:

Für die außergewöhnliche Einwirkung „Fahrzeuganprall“ darf der Nachweis bei Straßen- und Eisenbahnbrücken wie folgt geführt werden:

- 1) durch Anordnung von Schutzeinrichtungen, die einen Anprall verhindern;
- 2) durch den Nachweis der Bauteile unter Anpralllasten nach DIN EN 1991 bzw. projektspezifischer Angaben; oder
- 3) durch den Nachweis der Standsicherheit des Gesamtbauwerkes bei Ausfall der betroffenen Bauteile als außergewöhnliche Bemessungssituation.

Es ist anzunehmen, dass die bisherige Regel entsprechend übertragen wird. Vorteil ist, dass es jetzt auch eindeutige Empfehlungen für Teilsicherheitsbeiwerte für die außergewöhnliche Bemessungssituation gibt, siehe Anmerkung 2 zu Tabelle 4.1

2.3 Nutzungsdauer bei Brücken

Neuer Normtext

4.1.4 Nutzungsdauer bei Brücken

(1) Die Nutzungsdauer von Brücken sollte in Übereinstimmung mit EN 1990, A2, Tabelle A.2.2 festgelegt werden.

(2) Die geforderte Nutzungsdauer sollte erreicht werden durch eine Ermüdungsbemessung nach Abschnitt 10 und/oder entsprechende bauliche Durchbildung nach Anhang C und durch Gebrauchstauglichkeitsnachweise nach Abschnitt 9.

(3) Für Bauteile, die nicht für die gesamte Nutzungsdauer der Brücke bemessen werden können, sollten 6(5) und 6(6) beachtet werden.

Kommentar

Die Nutzungsdauer von Brücken wird in EN 1990 [8] A2, Tabelle A.2.2 mit 100 Jahren festgelegt. Die verschiedenen Verweise auf Abschnitt 6 Dauerhaftigkeit verweisen nicht auf grundsätzlich andere Regeln als bisher auch. Zum Teil sind diese aber jetzt im Anhang A2 von EN 1990 für alle Brücken zusammengefasst wiedergegeben.

2.4 Dauerhaftigkeit, Basisvariablen und Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

Neuer Normtext

4.1.5 Dauerhaftigkeit

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 4.1.5.

(2) Für Dauerhaftigkeit gilt Abschnitt 6.

4.2 Basisvariablen

4.2.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 4.3.1.

(2) Die Einwirkungen für die Bemessung von Brücken sollten EN 1991 (alle Teile) entnommen werden. Für die Einwirkungskombination und die Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen siehe Anhang A.2 von EN 1990.

(3) Kombinationen von Beanspruchungen aus lokaler und globaler Belastung auf den Stahlfahrbahnen bei Straßenbrücken sollten nach Anhang E bestimmt werden.

(4) Für Einwirkungen, die nicht in EN 1991 (alle Teile) definiert sind, können zusätzliche Regeln durch die zuständige Behörde festgelegt werden, oder sollten, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, für ein bestimmtes Bauvorhaben zwischen den beteiligten Parteien vereinbart werden.

Anmerkung: Für Einwirkungen auf Lager gilt EN 1990.

4.2.2 Werkstoff- und Produkteigenschaften

(1) Es gilt Abschnitt 5 und EN 1993-1-1.

4.3 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 4.4.

(2) Die charakteristischen Beanspruchbarkeiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit sollten mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_{Mi} in Tabelle 4.1 abgemindert werden.

Tabelle 4.1. Teilsicherheitsbeiwerte

a) Beanspruchbarkeit von Bauteilen und Querschnitten	
– Beanspruchbarkeit von Querschnitten unter ausgeprägtem Fließen einschließlich Beulen	γ_{M0}
– Beanspruchbarkeit von Bauteilen bei Stabilitätsversagen bei Anwendung von Bauteilnachweisen	γ_{M1}
– Beanspruchbarkeit bei Querschnitten bei Erreichen der Zugfestigkeit	γ_{M2}
b) Beanspruchbarkeit von Anschlüssen	
– Beanspruchbarkeit bei Schrauben	γ_{M2}
– Beanspruchbarkeit bei Nieten	γ_{M2}
– Beanspruchbarkeit bei Bolzen	γ_{M2}
– Beanspruchbarkeit beim Schweißen	γ_{M2}
– Beanspruchbarkeit von Blechen auf Lochleibung	γ_{M2}
Gleitwiderstand	
– im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Kategorie C)	γ_{M3}
– im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	$\gamma_{M3,ser}$
– Lochleibungsbeanspruchbarkeit von Injektionsschrauben	γ_{M4}
– Beanspruchbarkeit von Knotenanschlüssen bei Hohlprofilträgern	γ_{M5}
– Beanspruchbarkeit von Bolzen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	$\gamma_{M6,ser}$
– Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchbarkeit von Komponenten für den Nachweis der Bauwerksintegrität (Verankerungswiderstand)	γ_{Mu}
– Beanspruchbarkeit von Zuggliedern	Siehe EN 1993-1-11
– Beanspruchbarkeit von Beton	γ_c Siehe EN 1992
c) Gebrauchstauglichkeit	
– Spannungsbegrenzung (siehe 9.3)	$\gamma_{M,ser}$

Anmerkung 1: Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mi} für Brücken können durch den Nationalen Anhang festgelegt werden. Die folgenden Werte werden für die nicht außergewöhnlichen Bemessungssituationen empfohlen.

$\gamma_{M0} = 1,00$	$\gamma_{M3,ser} = 1,10$	$\gamma_{Mu} = 1,10$
$\gamma_{M1} = 1,10$	$\gamma_{M4} = 1,10$	$\gamma_{M,ser} = 1,00$
$\gamma_{M2} = 1,25$	$\gamma_{M5} = 1,10$	
$\gamma_{M3} = 1,25$	$\gamma_{M6,ser} = 1,00$	

Anmerkung 2: Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_{Mi} für Brücken für die außergewöhnlichen Bemessungssituationen können im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die folgenden Werte werden empfohlen:

$\gamma_{M0} = 1,00$	$\gamma_{M1} = 1,00$	$\gamma_{M2} = 1,15$
----------------------	----------------------	----------------------

Für alle anderen Teilsicherheitsbeiwerte werden die Werte gemäß Anmerkung 1 empfohlen.

Kommentar zu 4.3

Anders als bisher werden mit Tabelle 4.1 alle Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zusammengefasst. Das betrifft sowohl die Nachweise für Bauteile und Querschnitte, wie sie in EN 1993-1-1 geregelt sind, wie die Nachweise für Anschlüsse nach EN 1993-1-8.

2.5 Teilsicherheitsbeiwerte für die Ermüdungsnachweise und Versuchsgestützte Bemessung

Neuer Normtext

4.4 Teilsicherheitsbeiwerte für die Ermüdungsnachweise

(1) Der Teilsicherheitsbeiwert für die Ermüdungslasten sollte zu γ_{FF} angenommen werden.

Anmerkung: Der Wert des Teilsicherheitsbeiwertes ist $\gamma_{FF} = 1,0$ nach EN 1990, Anhang A.2, es sei denn, der Nationale Anhang enthält einen anderen Wert.

(2) Der Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungswiderstand sollte zu γ_{Mf} angenommen werden.

Anmerkung: Die Werte des Teilsicherheitsbeiwertes γ_{Mf} sind in EN 1993-1-9 angegeben, es sei denn, der Nationale Anhang enthält andere Werte.

4.5 Versuchsgestützte Bemessung

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 4.5.

(2) Versuche sollten genutzt werden, um die Bemessung einer Brücke unter Windbeanspruchungen nachzuweisen, wo Berechnung oder die Nutzung bekannter Ergebnisse keinen ausreichenden Nachweis der Tragsicherheit während des Bauzustands oder der geplanten Nutzungsdauer liefert.

Anmerkung: EN 1991-1-4, Anhang K, gibt Hinweise zur Herleitung von Bemessungsparametern aus Windkanalversuchen und numerischen Berechnungen.

Kommentar zu 4.4

Auch für den Ermüdungsnachweis wird ein entsprechender Hinweis bezüglich der anzunehmenden Teilsicherheitsbeiwerte gegeben. Dabei wird zwischen γ_{FF} für die Einwirkungen, der mit 1,0 nach EN 1990, Anhang A.2 empfohlen ist, und γ_{Mf} als Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungswiderstand nach EN 1993-1-9 unterschieden. In 8.3.3.6 von EN 1990 werden die Ermüdungseinwirkungen festgelegt. Dort eröffnet die Anmerkung 2 die Möglichkeit einer Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwerts um 10 %:

Anmerkung 2: Der Nationale Anhang enthält die Teilsicherheitsbeiwerte für Modelle für Ermüdungseinwirkungen. Der Wert von γ_{FF} beträgt 1,0, wenn die Modelle für Ermüdungseinwirkungen in einer solchen Weise auf der sicheren Seite sind, dass Unsicherheiten der Einwirkungsauswirkungen von bis zu 10 % abgedeckt sind. Anderenfalls beträgt der Wert 1,1.

Es ist Sache der Nationalen Anhänge zu EN 1990, ob von dieser Möglichkeit Gebrauch gemacht wird, weil tatsächlich die normativen Ansätze der Straßenverkehrslasten von den realen Lasten für bestimmte Bauwerke zu gering erscheinen. Für den Ermüdungswiderstand unterscheidet EN 1993-1-9 zwischen verschiedenen Teilsicherheitsbeiwerten γ_{Mf} unter Berücksichtigung der Schadensfolgen und der genutzten Bemessungsphilosophie. Als Bemessungsphilosophie besteht die Wahl zwischen „schwingbruchsichere Konstruktionen (safe life)“ oder „schadenstolerante Konstruktionen (damage tolerance)“. Der Nationale Anhang hat bisher mit NDP zu 2.1.3.4(2), Anmerkung 2 festgelegt: Im Regelfall ist das Konzept der Schadens-toleranz anzuwenden.

3 Tragwerksberechnung

Neuer Normtext

7 Tragwerksberechnung

7.1 Statische Systeme

7.1.1 Grundannahmen

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.1.1.

(2) Für die Berechnung von Seiltragwerken gilt EN 1993-1-11.

7.1.2 Berechnungsmodelle für Anschlüsse

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.1.2.

(2) Bei Brücken sollten die Anschlüsse und deren Bemessungsmodelle so gewählt werden, dass die erforderliche Lebensdauer erreicht wird.

Anmerkung: Kerbfälle nach EN 1993-1-9 sind geeignet für biegesteife Anschlüsse zwischen Brückenbauteilen, ausgenommen Lager, Augenstab-Verbindungen und Seile.

7.2 Untersuchung von Gesamttragwerken

7.2.1 Berücksichtigung der Einflüsse nach Theorie II. Ordnung

(1) EN 1993-1-1, 7.2.1, gilt unter der Annahme, dass die Regeln für verschiebbliche Systeme auch für das Gesamttragwerk gelten.

7.2.2 Art der Tragwerksberechnung in Abhängigkeit von der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.2.2.
 (2) Wenn das Verhalten einer Brücke oder ihrer Bauteile durch die erste Knickbiegeline bzw. Eigenform bestimmt wird, darf auf Grundlage einer elastischen Tragwerksberechnung das Biegemoment nach Theorie II. Ordnung M_{II} infolge der aufgetragenen Normalkraft berechnet werden, indem die Imperfektionen und sonstigen Verformungen nach Theorie I. Ordnung um den Faktor k_α aus Gleichung (7.1) erhöht werden:

$$k_\alpha = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (7.1)$$

vorausgesetzt, dass: $3 \leq \alpha_{cr} < 10$.

mit

α_{cr} der Faktor, mit dem der Bemessungswert der Belastung erhöht werden müsste, um die ideale Verzweigungslast im Gesamttragwerk zu erreichen

Für $\alpha_{cr} < 3$ sollte eine genauere Berechnung nach Theorie II. Ordnung durchgeführt werden.

Für $\alpha_{cr} \geq 10$ können die Einflüsse nach Theorie II. Ordnung vernachlässigt werden, siehe EN 1993-1-1.

7.3 Imperfektionen

7.3.1 Grundlagen

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.1.

7.3.2 Schiefstellungen

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.2.

Anmerkung: Für Stützen ist α_m anwendbar, wenn durch Zusammenwirken verschiedener Stützen deren Einflüsse sich überlagern (z. B. für Stützen, die mit dem Überbau einen Rahmen bilden).

(2) Für Bogenbrücken sollten die Regeln in Anhang D angewendet werden.

7.3.3 Äquivalente Vorkrümmung für die Tragwerks- und Bauteilberechnung

7.3.3.1 Biegeknicke

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.3.1.

7.3.3.2 Biegedrillknicken

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.3.2.

7.3.4 Überlagerung von Anfangsschiefstellung und Stabvorkrümmung

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.4.

7.3.5 Imperfektionen zur Berechnung aussteifender Systeme

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.5.

7.3.6 Imperfektionen auf der Grundlage von Knickbiegeline nach der Elastizitätstheorie

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.3.6.

7.4 Berechnungsverfahren

7.4.1 Allgemeines

(1) Die Tragwerksberechnung nach der Elastizitätstheorie sollte zur Bestimmung der Schnittkräfte und Biegemomente für alle ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen angewendet werden.

(2) Die Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie nach EN 1993-1-1, 7.4.3 sollte für außergewöhnliche Bemessungssituationen angewendet werden.

Anmerkung: Der Nationale Anhang kann Einschränkungen für die Anwendung der Tragwerksberechnung nach der Plastizitätstheorie festlegen

(3) Wird eine Finite-Elemente-Analyse (FEM) durchgeführt, sollte EN 1993-1-14 angewendet werden.

7.4.2 Tragwerksberechnung nach der Elastizitätstheorie

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.4.2.

(2) Wenn alle Querschnitte der Querschnittsklasse 1 angehören und die Bauteilbeanspruchbarkeit nicht durch Biegeknicke oder Biegedrillknicken verringert wird, dürfen die Auswirkungen von Temperaturunterschieden, Schwinden und Setzungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit vernachlässigt werden.

7.5 Klassifizierung von Querschnitten

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 7.5.

Kommentar

Die Tragwerksberechnung erfolgt genau wie in EN 1993-1-1 [9]. Das Besondere im neuen Entwurf von EN 1993-1-1 gegenüber den jetzigen Regeln in DIN EN 1993-1-1 [3] ist, dass es eine genaue Beschreibung des Zusammenhangs zwischen der Art und Weise der Tragwerksberechnung und der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit gibt. Es gibt insgesamt 6 unterschiedliche Verfahren, die vor allem davon abhängen, ob eine Schnittgrößermittlung nach Theorie II. Ordnung erforderlich ist oder nicht. Danach entscheiden sich auch die anzunehmenden Imperfektionen. Zur Vereinfachung ist sogar ein Entscheidungsbaum bzw. Ablaufdiagramm in Bild 7.3 von [9] angegeben. Im Stahlbau-Kalender 2020 gibt es einen ausführlichen Kommentar zur neuen EN 1993-1-1 [30], auf den hier verwiesen wird.

In Bezug auf die Berücksichtigung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens ist einschränkend gegenüber der Anwendung im Hochbau bei Brücken keine Schnittgrößermittlung nach Plastizitätstheorie möglich, es sei denn im Fall von außergewöhnlichen Bemessungs-

situationen. Das war auch die bisherige Regel, siehe DIN EN 1993-2, 5.4.1 [6]. Ebenfalls gab es die Erleichterung für Querschnittsklasse 1, im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf die Berücksichtigung von Zwängungsschnittgrößen aus Temperaturunterschieden, Schwinden und Setzungen verzichten zu können, siehe [6] 5.4.2(4). Für die Praxis ist diese Erleichterung tatsächlich wenig relevant, weil in den meisten Fällen Klasse-3- oder Klasse-4-Querschnitte vorliegen und man für die Ermüdungsnachweise ohnehin auch Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie mit Berücksichtigung all dieser Effekte braucht.

Neu ist der Verweis auf EN 1993-1-14 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-14: Design assisted by finite element analysis [13]. Ausgehend von einer ursprünglichen Regel im Anhang C von DIN EN 1993-1-5 [4] werden mit diesem neuen Teil von Eurocode 3 Regelungen für die Nachweisführung mithilfe von numerischen Methoden bzw. auf der Basis von Finite-Elemente-Modellen gegeben. Insbesondere wird auch darauf eingegangen, wie Modelle zu verifizieren sind, das heißt die mathematische Korrektheit der Ergebnisse nachzuweisen bzw. auch zu validieren sind, wenn es darum geht, in komplizierteren Fällen vielleicht anhand der Nachrechnung von Versuchen die physikalische Plausibilität der Ergebnisse zu beweisen. In diesem Stahlbau-Kalender wird mit dem Beitrag von Knobloch u. a. [27] ausführlicher auf die Möglichkeiten der EN 1993-1-14 eingegangen.

4 Teilsicherheitsbeiwerte und Querschnittsbeanspruchbarkeit

4.1 Teilsicherheitsbeiwerte und Allgemeines

Neuer Normtext

8 Grenzzustände der Tragfähigkeit

8.1 Teilsicherheitsbeiwerte

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchbarkeiten sollten aus 4.3 entnommen werden.

8.2 Querschnittsbeanspruchbarkeit

8.2.1 Allgemeines

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.1.

8.2.2 Querschnittswerte

8.2.2.1 Bruttoquerschnitte

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.2.1.

8.2.2.2 Nettofläche

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.2.2.

8.2.2.3 Einfluss der Schubverzerrung

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.2.3 und EN 1993-1-5.

Anmerkung: Der Nationale Anhang kann Einschränkungen für die Berechnung zur Berücksichtigung des Einflusses der Schubverzerrungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit festlegen

8.2.2.4 Wirksame Querschnittswerte von Querschnitten mit Stegen der Klasse 3 und Flanschen der Klasse 1 oder 2

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.2.4.

8.2.2.5 Wirksame Querschnittswerte für Querschnitte der Klasse 4

(1) Die Auswirkungen des lokalen Plattenbeulens sollten mit einer der beiden folgenden Verfahren, die in EN 1993-1-5 beschrieben sind, berücksichtigt werden:

- wirksame Querschnittswerte für Querschnitte der Klasse 4 nach EN 1993-1-5
- Begrenzung der Spannungen am Bruttoquerschnitt nach EN 1993-1-5, Abschnitt 12 Methode der reduzierten Spannungen.

Anmerkung: Der Nationale Anhang kann die zu verwendenden Verfahren festlegen. Im Falle der Anwendung des Verfahrens b) kann der Nationale Anhang weitere Hinweise geben.

(2) Bei kreisförmigen Hohlprofilen der Klasse 4 sollten die Auswirkungen des lokalen Beulens nach einem der beiden folgenden Verfahren berücksichtigt werden:

- wirksame Querschnittswerte für Querschnitte der Klasse 4 nach EN 1993-1-1
- Begrenzung der Spannungen am Bruttoquerschnitt nach EN 1993-1-6.

8.2.2.6 Querschnittswerte für die charakteristische Beanspruchbarkeit

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.2.6.

Kommentar

Die Regeln für die Querschnittsbeanspruchbarkeit folgen ganz den entsprechenden Teilen in EN 1993-1-1 [9]. Mit 8.2.2.3 wird unter „Einfluss der Schubverzerrung“ auf die Ermittlung der mittragenden Breite nach EN 1993-1-5 [10] hingewiesen. Man konnte sich nicht entschließen, diesen eigentlich grundlegenden Teil, der im Prinzip nichts mit Plattenbeulen zu tun hat, in EN 1993-1-1 zu integrieren. Die Bedeutung ist vielleicht aber auch für schlanke Bauteile und Brücken wichtiger als für typische Hochbauten.

Im Rahmen der Übersetzung von DIN EN 1993-1-5 hat man sich seinerzeit dazu entschlossen, b_{eff} zur Berücksichtigung der Schubverzerrungen bei elastischem Werkstoffverhalten als mittragende Breite zu bezeichnen und die Abminderung infolge Beulens mit $A_{c,\text{eff}}$ als wirksame Querschnittsfläche. In den Fällen, wo beides gleichzeitig berücksichtigt wird, spricht man in der deutschen Übersetzung von EN 1993-1-5 auch von A_{eff} oder der effektiven Querschnittsfläche.

Üblicherweise werden im Stahlbrückenbau nur die Werte der elastischen Schubverzerrung nach 5.2 in EN 1993-1-5 [10] angesetzt. Es gibt erhöhte Werte, die auch Teilplastizierungen berücksichtigen, siehe 5.3.1 (1) b) und (2). Im zurzeit gültigen Nationalen Anhang zu DIN EN 1993-2 [7] werden diese erhöhten Werte nur für den Nachweis bei außergewöhnlichen Bemess-

sungssituationen zugelassen, siehe NDP zu 6.2.2.3(1) Anmerkung in [7].

Die Nachweisführung in EN 1993-1-5 unterscheidet den Nachweis nach der Methode der wirksamen Breiten bzw. Flächen und als Alternative die Methode der reduzierten Spannungen. Hierzu heißt es in EN 1993-1-5, 4.5 „Als Alternative zur Verwendung der Modelle wirksamer Breiten für Spannungszustände nach Abschnitt 6 bis Abschnitt 9 dürfen die Querschnitte der Querschnittsklasse 3 zugeordnet werden, sofern die Spannungen für jedes Blechfeld die in Abschnitt 12 festgelegten Grenzwerte nicht überschreiten“.

Diese Formulierung, die aus Querschnitten der Klasse 4 „fiktive“ Querschnitte der Klasse 3 macht, kollidiert etwas mit der Möglichkeit, einen Gesamtquerschnitt in Klasse 1 oder 2 einzuordnen, wenn der Steg Klasse 3 ist und man diesen nur reduziert (nach Bild 8.3 in EN 1993-1-1 [9]) berücksichtigt. Zur Klarstellung hat der Nationale Anhang zu DIN EN 1993-2 diese Höhergruppierung von Klasse-3-Stegen für die „fiktiven“ Klasse-3-Stege nach der Methode der reduzierten Spannungen ausgeschlossen, siehe NCI zu 6.2.2.4(1) in [7].

Der bisherige Nationale Anhang zu DIN EN 1993-2 [7] behandelt die Methode der wirksamen Breiten/Flächen, obwohl das die im europäischen Ausland hauptsächlich angewandte Methode ist, restriktiv. So ist sie mit NDP zu 6.2.2.5(1) Anmerkung [7] auf nicht längsausgesteifte Stegbleche beschränkt und es werden zusätzliche Gebrauchstauglichkeitsnachweise gefordert. Der Hintergrund ist die günstige Möglichkeit von Spannungumlagerungen im Querschnitt bei der Methode der wirksamen Breite, die die Methode der reduzierten Spannungen nicht zulässt. Es ist zu hoffen, dass, durch die gründliche Überarbeitung von EN 1993-1-5 und die langjährigen positiven Erfahrungen, es auch im Brückenbau zu einer Öffnung des vorteilhafteren Verfahrens kommt.

Der Entwurf der neuen Norm EN 1993-2 [14] sieht eigentlich konsequent immer beide Formen der Nachweisführung vor, siehe zum Beispiel 8.2.2.5(1) a) und b).

Neu ist eine ähnliche Doppelnachweismöglichkeit für Hohlprofile, nachdem es in EN 1993-1-1 [9] jetzt auch wirksame Querschnitte für runde und elliptische Hohlprofilquerschnitte der Klasse 4 gibt, siehe 8.2.2.5(5) in [9]. Der Hinweis bisher auf DIN EN 1993-1-6 [5] für schalenförmige Bauteile hat im Regelfall ins Leeere geführt, da es in DIN EN 1993-1-6 [5] keine solche Klassifizierung von Querschnitten gibt.

4.2 Zug-, Druck- und Biegebeanspruchung

Neuer Normtext

8.2.3 Zugbeanspruchung

- (1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.3.
- (2) Für die Bemessung von Zuggliedern aus Stahl, einschließlich Stäbe, Seile und Drahtbündel, gilt EN 1993-1-11.
- (3) Für bestimmte Arten von Hängern in Stabbogenbrücken sollten zusätzliche Regeln gemäß Anhang A angewendet werden.

8.2.4 Druckbeanspruchung

- (1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.4.
- (2) Alternativ darf der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit für Querschnitte der Klasse 4 wie folgt nach Gleichung (8.1) berechnet werden:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \sigma_{limit}}{\gamma_{M1}} \quad (8.1)$$

mit

$\sigma_{limit} = \rho_{c,x} f_y$ ist der Grenzwert der bezogenen Spannung für den schwächsten Teil des Querschnitts unter Druck;

$\rho_{c,x}$ ist der Abminderungsbeiwert nach EN 1993-1-5, 12.4

8.2.5 Biegebeanspruchung

- (1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.5.
- (2) Alternativ darf der Bemessungswert der Biegebeanspruchbarkeit für Querschnitte der Klasse 4 wie folgt nach Gleichung (8.2) berechnet werden:

$$M_{c,Rd} = \min \left(\frac{W_{el,com} \sigma_{limit}}{\gamma_{M1}}; \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \right) \quad (8.2)$$

mit

$\sigma_{limit} = \rho_{c,x} f_y$ ist der Grenzwert der bezogenen Spannung für den schwächsten Teil des Querschnitts unter Druck;

$\rho_{c,x}$ ist der Abminderungsbeiwert nach EN 1993-1-5, 12.4;

$W_{el,com}$ ist das elastische Widerstandsmoment, das der Faser entspricht, bei der die Grenzdruckspannung erreicht wird;

$W_{el,min}$ elastisches Widerstandsmoment, das der Faser mit der höchsten Spannung (Zug oder Druck) entspricht.

Kommentar

Für Klasse-4-Querschnitte werden jeweils alternativ zu den in EN 1993-1-1 [9] angegebenen Regeln, die im Wesentlichen auf der Methode der wirksamen Breite nach EN 1993-1-5 [10], Abschnitt 4 bis 9 beruhen, auch die Grenzschnittgrößen angegeben, wenn der Beulnachweis nach der Methode der reduzierten Spannungen nach EN 1993-1-5, Abschnitt 12 geführt wird, siehe Gleichung (8.1), (8.2) und (8.3).

4.3 Querkraftbeanspruchung, Torsion und weitere Beanspruchungen

Neuer Normtext

8.2.6 Querkraftbeanspruchung

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.6 und EN 1993-1-5.

8.2.7 Torsion

8.2.7.1 Grundlagen

(1) Bei torsionsbeanspruchten Bauteilen sollten sowohl die Auswirkungen aus Torsion wie aus Querschnittsverformungen berücksichtigt werden.

(2) Es sollte ein geeignetes elastisches Modell (z. B. ein Trägerrostmodell, ein Schalenmodell, ein Balkenmodell höherer Ordnung oder ein elastisch gelagertes Balkenmodell), das den Stabquerschnitt und die Steifigkeit sowie die Lage der vorhandenen Querrahmen und Queraussteifungen berücksichtigt, verwendet werden, um die gemeinsame Wirkung von Biegung, Torsion und Querschnittsverformung zu ermitteln.

(3) Querschnittsverformungen in Hohlkästen dürfen vernachlässigt werden, wenn die Längsspannungen an jedem Querschnitt, die durch die Querschnittsverformung unter der maßgebenden exzentrischen Kombination von Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GLT) entstehen, entweder nicht mehr als 10 % der Längsspannungen aus dem Biegemoment in Bauteillängsrichtung oder nicht mehr als $0,05 f_{yd}$ überschreiten, je nachdem, was größer ist bei gleicher Kombination von Einwirkungen und am gleichen Querschnitt.

(4) Querrahmen und Queraussteifungen sollten so bemessen werden, dass die Auswirkungen aus Torsions- und Querschnittsverformungen berücksichtigt werden.

8.2.7.2 Torsion, für die Querschnittsverformungen vernachlässigt werden dürfen

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.7.

8.2.8 Beanspruchung aus Biegung und Querkraft

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.8.

8.2.9 Beanspruchung aus Biegung und Normalkraft

8.2.9.1 Querschnitte der Klasse 1 und Klasse 2

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.9.1.

8.2.9.2 Querschnitte der Klasse 3

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.9.2.

8.2.9.3 Querschnitte der Klasse 4

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.9.3.

(2) Bei Anwendung der Grenzspannungen nach 8.2.4(2) oder 8.2.5(2) sollte das Kriterium in Gleichung (8.3) erfüllt sein:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{\sigma_{\text{limit}}}{\gamma_{M1}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.3)$$

wobei σ_{limit} aus 8.2.4 oder 8.2.5 bestimmt werden sollte.

8.2.10 Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Normalkraft

(1) Es gilt EN 1993-1-1, 8.2.10.

8.2.11 Beanspruchbarkeit bei Biegung, Querkraft, Normalkraft und Querbelastung

(1) Die Interaktion zwischen Biegung, Querkraft, Normalkraft und Querbelastung darf mit einer der beiden folgenden Verfahren ermittelt werden:

a) Interaktionsverfahren nach 8.2.8 bis 8.2.10.

Anmerkung: Für Effekte aus Plattenbeulen, siehe EN 1993-1-5, Abschnitt 6 bis Abschnitt 9.

b) Interaktion der Spannungen nach dem Fließkriterium in 8.2.1

Anmerkung: Für Effekte aus Plattenbeulen, siehe EN 1993-1-5, Abschnitt 12.

Kommentar zu 8.2.7.1

Bei exzentrischer Belastung erfährt der Querschnitt eines offenen Stahlträgers oder eines Hohlkastens Biegung, Torsion und Querschnittsverformung. In diesen Fällen sollten Torsions- und Verformungseffekte bei der Bemessung der Stege und Flansche der Stahlbahnen berücksichtigt werden. Gleichmäßige Torsion führt zu Schubspannungen und Wölbnormalspannungen aus Torsion, während Querschnittsverformungen zu Wölbnormalspannungen führen (s. Bild 2). Die Wölbnormalspannungen aus Torsion sind bei Hohlkästen aufgrund der großen Torsionssteifigkeit des geschlossenen Querschnitts in der Regel relativ gering; wenn jedoch keine Querrahmen eingesetzt werden, kann es zu einer übermäßigen Querschnittsverformung kommen, was zu erheblichen Wölbnormalspannungen aus Torsion führt. Andererseits treten bei I-Trägern aufgrund der geringen Torsionssteifigkeit des offenen Querschnitts hohe Wölbnormalspannungen aus Torsion auf, wenn entlang der Spannweite keine Queraussteifungen verwendet werden.

Ein geeignetes elastisches Modell, wie z. B. ein Trägerrostmodell, ein Schalenmodell, ein Balkenmodell höherer Ordnung oder ein elastisch gelagertes Balkenmodell, sollte verwendet werden, um die gemeinsamen Wirkungen von Biegung, Torsion und Querschnittsverformung zu erfassen [44]. Das Modell sollte den Querschnitt des Trägers, seine Steifigkeit und die Anordnung von vertikalen Queraussteifungen oder Querrahmen an den Stützen und entlang der Spannweite berücksichtigen.

In regelmäßigen Abständen werden häufig vertikale Queraussteifungen angebracht, um die Auswirkungen von Querschnittsverformungen und Verwölbungen zu verringern. Dadurch werden die Auswirkungen der Querschnittsverformungen viel besser kontrolliert und die entsprechenden Wölbnormalspannungen stark verringert, wie in Bild 2 gezeigt wird.

Einige Spezifikationen zur Bemessung einer Brücke nehmen einen Index zur Kontrolle von Querschnittsverformungen mit einem Grenzwert an und/oder legen den maximalen Abstand der Queraussteifungen unter der Annahme fest, dass unendlich steife Querrahmen verwendet werden; diese Spezifikationen gelten

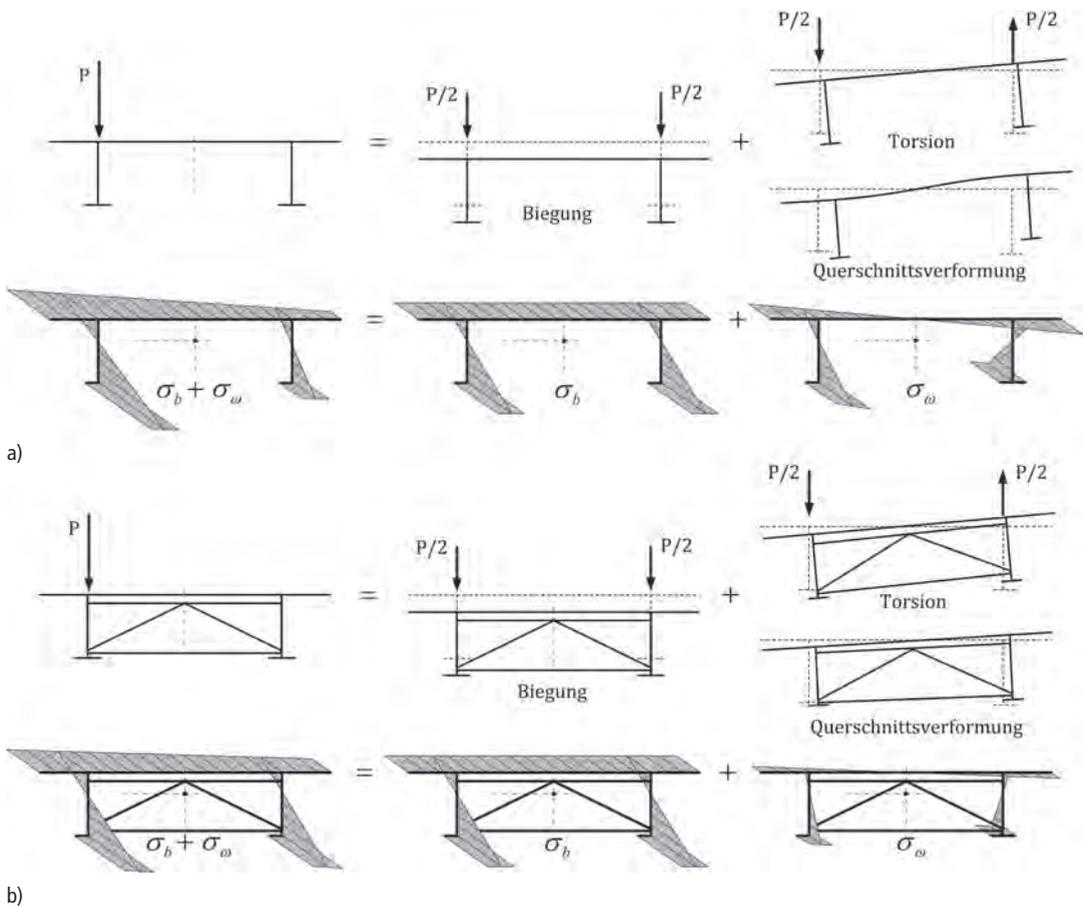


Bild 2. Auswirkungen von vertikalen Querverbänden in Stahlblechträgern und Biege- und Wölbspannungen bei einer exzentrischen Beanspruchung; a) ohne und b) mit Querverbänden

jedoch möglicherweise nicht für Träger mit verformbaren fachwerkartigen Queraussteifungen oder biegeweichen Querrahmen. Das Wölbspannungsverhältnis $R_w = \sigma_w / \sigma_b$, wobei σ_w die maximale Wölbnormalspannung (einschließlich Wölbspannungen infolge Torsion und Querschnittsverformung) und σ_b die Längsspannung infolge Biegung um die starke Achse an derselben Stelle ist, ist der Kontrollindex, der sowohl in EN 1993-2 als auch in AASHTO [16] verwendet wird (s. Bild 2).

Nach den AASHTO-Spezifikationen, C6.7.4.3 [16] müssen bei der Bemessung von Hohlkästen ausreichende innenliegende Queraussteifungen oder Querrahmen hinzugefügt werden, um das Wölbspannungsverhältnis R_w auf 10 % der Grenzspannung zu reduzieren. Der Abstand zwischen den innenliegenden Queraussteifungen darf nicht größer als 40 Fuß oder 12,2 m sein.

Obwohl EN 1993-2 ein höheres Verhältnis R_w zulässt, müssen die Auswirkungen der Querschnittsverformungen bei der Bemessung explizit berücksichtigt werden. Nur wenn die Wölbnormalspannungen in Längsrichtung σ_w unter der maßgebenden exzentrischen Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) an keinem Querschnitt 10 % der Längsbiegespannungen σ_b oder $0,05 f_{yd}$, also 5 % der Streckgrenze, je nachdem, welcher Wert größer ist, überschreiten, dürfen die Auswirkungen der Querschnittsverformungen von Hohlkästen bei der Bemessung vernachlässigt werden, abgesehen beim Nachweis der Ermüdung. In jedem Fall sollten bei der Bemessung von Querrahmen oder vertikalen Queraussteifungen die Auswirkungen von Torsion und Querschnittsverformungen berücksichtigt werden.