

Vereinfachter Tragfähigkeitsnachweis: schlanke Stahlstützen unter ein- und zweiachsig ausmittigem Druck: Stellungnahme zum Beitrag von Max Herzog

Autor(en): **Dubas, Pierre / Huber, Konrad / Herzog, Max**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **109 (1991)**

Heft 47

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-86056>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Göschchen zur Verfügung. Am Fusse der Pfeiler wurde eine Dienstbrücke gebaut (Bild 10). Um die vorgegebene Bauzeit einhalten zu können, wurde gleichzeitig an mehreren Pfeilern gearbeitet.

Mit Kleinbohrgeräten SIG-Mounti wurden die Bohrungen $d = 133$ mm ausgeführt, welche mit einem Swiss-Gewi $d = 50$ mm ausgestattet wurden. Die Bohrungen verliefen in Magerbeton, welcher beim Bau anstelle des Lockergesteins eingebracht wurde, und endeten nach 16–20 m jeweils 2 m in standfestem Fels. Mit dem Ausinjizieren der Pfähle wurde auch der Magerbeton konsolidiert (Bilder 11 und 12).

An der Stirnseite Richtung Tal wurden zusätzlich 4 nachinjizierbare Mikropfähle mit einem Rohr $d = 178 \times 16$ mm ausgeführt. Diese Bohrungen durchfuhren das Lockermaterial, den Fundamentfuss und endeten 4 m im kompakten Fels (Bild 13). Auf diese vier Pfähle wurde ein Riegel mit Ankerassparungen betonierte. Mit dem gleichen Bohrergerät, welches auch die Rohrpfähle bohrte, wurden bis 45 m lange 600-kN-Anker ausgeführt, um den Pfeilerfuss zu sichern.

Durch Kontrollbohrungen konnte eine allgemeine Konsolidierung des Magerbetons und des Lockermaterials nachgewiesen werden.

Ausbau Hauptstrasse A 13 im Abschnitt Ascona-Brissago

Bauherr: Baudirektion der öffentlichen Bauten des Kantons Tessin
Ingenieur: Grignoli-Martinola + Balmelli-Filippini, Lugano
Unternehmer: Consorzio Rivalago Bellinzona: LGV, Lavori pubblici, B.+ G. Merlini
Subunternehmer: AG Heinr. Hatt-Haller, Zürich

Das Bauvorhaben stand im Zuge des Ausbaus der Kantonsstrasse A 13 Bellinzona-Brissago, Abschnitt S.Matero-Cantonaccio, Zona Cantonaccio. Zu erstellen waren: 110 Mikropfähle auf einer Länge von 300 m, jeweils ein senkrechter 100-t-Druck- und ein 45 Grad geneigter 80-t-Zugpfahl als Sicherung des 40–45 Grad geneigten Hanges aus grobblockigem Bergsturzmaterial (Bild 14).

Weil das Ufer von der Landseite her nicht erreichbar war, wurden die Bohrarbeiten ab Floss ausgeführt (Bilder 15 und 16). Die Bohrungen Durchmesser 320 mm durchfuhren zum Teil grosse Blöcke, welche lose aufeinander ruhten. Da das dazwischen gelagerte feinkörnige Material nicht standfest war, musste bis auf den Fels verrohrt werden. Die Bohrung endete 2,5–3 m in

kompaktem Fels. Als Armierung wurde ein Rohr Durchmesser $219 \times 14,2$ mm verwendet, welches mit zwei Nachinjektionsrohren versehen wurde. In diesem unkonsolidierten Boden wurden pro Pfahl bis 3,5 Tonnen Zement eingepresst. Die Druckpfähle wurden mit Kopfplatten, die Zugpfähle mit Bügeln versehen und anschliessend einbetoniert. So entstand eine der Uferlinie folgende auf Pfählen abgestützte Mauer, welche dem Hang die nötige Stabilität verleiht (Bilder 17 und 18).

Ausblick

Die Erstellung von Mikropfählen ist eine relativ neue Baumethode. Für Foundationen bei Renovationen und Restaurierungsarbeiten gelangen vermehrt Mikropfähle zur Anwendung. Deren Erstellung, besonders in sehr engen Platzverhältnissen, stellt an Personal und Geräte hohe Anforderungen. Es ist zu überlegen, ob in der neu zu überarbeitenden SIA-Norm 191 «Boden- und Felsanker» oder in der Norm 192 «Pfahlfundationen» nicht ein Anhang «Mikropfähle» anzugliedern ist.

Adresse der Verfasser: *Gabor Bodnar*, Dipl. Ing., und *Heinrich Kunz*, Ing. ETH, Bauführer in Abt. Spezialtiefbau, AG Heinr. Hatt Haller, Bauunternehmung, 8022 Zürich.

Vereinfachter Tragfähigkeitsnachweis

Schlanke Stahlstützen unter ein- und zweiachsig ausmittigem Druck

Stellungnahme zum Beitrag von Max Herzog, «Schweizer Ingenieur und Architekt» 109 (1991), Heft Nr. 22/91, Seiten 529–532

Vorbemerkung

In der offiziellen Zeitschrift des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins sind vor kurzer Zeit unter dem oben wiedergegebenen Titel Vorschläge für den Nachweis der Tragsicherheit von Stahlstützen unter Druck und Biegung veröffentlicht worden, die teilweise stark von den in der soeben in Kraft getretenen Norm SIA 161/1990 *Stahl-*

bauten aufgenommenen Regelungen abweichen. Der Beitrag macht den Anschein, dass es die schweizerische und europäische Normung unterlassen haben, für die häufig vorkommenden Bemessungsaufgaben des Stahlbaues Vereinfachungen und einheitliche Verfahren anzubieten.

Leider hat der Verfasser seine Überlegungen nicht im Rahmen des ordentlichen Vernehmlassungsverfahrens für

die Revision der SIA-Norm 161 eingebracht. Sie hätten dann durch direkte Stellungnahmen richtiggestellt werden können. Besonders bei Biegung von I-Walzprofilen um die schwache Achse ergeben sich nämlich bei der Anwendung der Vorschläge im genannten Beitrag absolut unzulässige Fehler auf der unsicheren Seite, wie dies aus den untenstehenden Ausführungen hervorgeht. Für die übrigen Anwendungsfälle bedeuten die Vorschläge grundsätzlich keine Vereinfachungen, insbesondere dann, wenn auf die inzwischen ausgearbeiteten Bemessungshilfsmittel [1] zurückgegriffen wird.

Die SIA-Normenkommission 161 ist Herrn Prof. Dr. *Pierre Dubas* ausserordentlich dankbar, dass er in kompetenter und sachlicher Art die notwendigen Richtigstellungen zum Beitrag von Dr. *Max Herzog* vornimmt. Dabei darf erinnert werden, dass ein wesentliches Ziel

für die Revision der Norm SIA 161 *Stahlbauten* darin bestand, bestehende Vorgaben, die durch den Eurocode 3 und die bisher gültige SIA-Norm gegeben waren so in ein Gesamtkonzept einzugliedern, dass die Begriffe und Bezeichnungen sowie das Ergebnis mit den Voraussetzungen der Norm SIA 160 *Ein-*

wirkungen auf Tragwerke und der Norm SIA 162 *Betonbauten* übereinstimmt. Es gehört zu den Selbstverständlichkeiten einer Normenbearbeitung, dass die Ergebnisse mit erhärteten wissenschaftlichen Grundlagen übereinstimmen und vor allem auch keine Regeln enthalten, die auf der unsicheren Seite liegen.

Der nachfolgende Beitrag gibt deshalb auch die Meinung der gesamten Normenkommission SIA 161 wieder.

SIA-Kommission Norm 161
Stahlbauten
Der Präsident
Konrad Huber, Winterthur

Zentrisches Knicken von Druckstäben

Mit den Formeln (6) und (7) im erwähnten Beitrag werden zwei Knickspannungskurven definiert, deren Knickbeiwerte

VON PIERRE DUBAS,
ZÜRICH

werte κ nach Einführung der seit längerer Zeit verwendeten bezogenen Knick-schlankheit $\bar{\lambda}_K = \sqrt{f_y/\sigma_{cr}} = \sqrt{N_{pl}/N_{cr}}$ (Norm SIA 161/1990, Formeln (15) und (70)) in folgender allgemeiner Form ausgedrückt werden können:

$$(1) \kappa = \left(\frac{1}{1 + \bar{\lambda}_K^2 n} \right)^{\frac{1}{n}}$$

Dabei beträgt der Exponent n für die «untere Schranke» der Knicklast nach Gl. (6) $n = 1$, für den «Mittelwert» der Knicklast nach Gl. (7) $n = 2$. Man erkennt sofort, dass der vorgeschlagene Ansatz dem Aufbau der Kippnachweisformel (19) der Norm SIA 161 entspricht, wobei dort der Exponent zu $n = 2,25$ festgelegt ist. Dieser Ansatz erschien bereits in der Ausgabe 1979 der Norm; er wurde von den EKS-Empfehlungen 1978 [2] übernommen, wobei im Abschnitt R 4.3 dieser Empfehlungen ein Wert $n = 2,5$ vorgeschlagen worden war.

Selbstverständlich können die europäischen Knickspannungskurven a, b und c näherungsweise mit einer solchen Formulierung analytisch bestimmt werden, wie dies u.a. in der rumänischen Vorschrift STAS 10 108/078 seit 1978 der Fall ist [3]. Vergleichsuntersuchungen zeigen, dass mit passend gewählten n -Werten für bezogene Schlankheiten $\bar{\lambda}_K \leq 2,5$ folgende maximale Abweichungen gegenüber den ursprünglichen EKS-Knickspannungskurven entstehen, wie sie z.B. in den Bemessungstabellen für den Stahlbau C4 der SZS (Ausgabe 1981, S. 20 und 21) wiedergegeben sind:

- Kurve a: $n = 1,60 \rightarrow$ max. Abweichungen $\pm 4\%$
- Kurve b: $n = 1,25 \rightarrow$ max. Abweichungen $+ 7\%$ bzw. $- 5\%$

- Kurve c: $n = 1,05 \rightarrow$ max. Abweichungen $+ 3\%$ bzw. $- 4\%$

Positive Abweichungen bedeuten, dass die Näherungsformel zu Ergebnissen auf der *unsicheren* Seite führt. Solche Unterschiede treten vorwiegend bei grösseren Schlankheiten auf; dies gilt insbesondere für die Kurve b, die nach den EKS-Empfehlungen in diesem Bereich praktisch die gleichen κ -Werte wie die Kurve c aufweist und somit denselben n -Wert besitzen sollte.

Da die Formel (16) der Norm SIA 161/1990 bei einem vergleichbaren Rechenaufwand zu merklich kleineren Abweichungen führt (vgl. [4], Bild 9), besteht offensichtlich kein Grund, diese dem Eurocode 3 entnommene Definierung der Knickspannungskurven zu ändern. Gegenüber einer rein mathematischen Formulierung bietet sie zudem den Vorteil, dass sich die Beiwerte κ ingenieurmässig aus einer Spannungsberechnung 2. Ordnung an einem Stab mit einer passend gewählten Anfangsauslenkung $w_0 = \alpha \cdot (\bar{\lambda}_K - 0,2)$ ergeben. Diese Ersatzimperfektion kann somit auch bei allgemeineren Problemen 2. Ordnung verwendet werden.

Querschnittswiderstand von doppelsymmetrischen I-Profilen; Interaktion von einachsiger Biegung und Normalkraft

Für Biegung um die *starke* Achse (y -Achse nach den neuen Bezeichnungen im Abschnitt I 27 der Norm) erscheint im Nenner der Formel (3) des Aufsatzes der Ausdruck $1,1 \cdot M_{ply}$, der mit 1,1 statt 1,12 praktisch der Formel (26) in der Ausgabe 1979 der Norm entspricht. Für die revidierte Norm wurde der konstante Faktor von 1,12, der für quadratische Breitflanschträger eine gute Näherung darstellt, durch den allgemeinen Ausdruck $1/(1 - A_w/2A)$, aber höchstens 1,20, ersetzt. Dadurch ergibt sich eine bessere Näherung für die hochstetigen I-Profile (vgl. u.a. [5]).

Formel (4) des Beitrages soll den Nachweis des Querschnittswiderstandes unter Biegung um die *schwache* Achse und Normalkraft bei doppelsymmetrischen I-Querschnitten regeln. Der obere Teil unseres Bildes 1 – mit der Bezeichnung

$\bar{\lambda}_{Kz} \leq 0,2$ – zeigt als ausgezogene Linie für einen Querschnitt HEA 200 die Ergebnisse der strengen plastischen Interaktion zwischen einer Längskraft N und einem Biegemoment M_z um die schwache Achse, wobei der Steg und allenfalls die Innenbereiche der Flansche die Normalkraft aufnehmen, die aussenliegenden Flanschbereiche mit den grösseren Hebelarmen ihrerseits dem Moment widerstehen. Die gestrichelte, praktisch mit der ersten zusammenfallende Kurve stellt die Ergebnisse der Formel (44) der Norm dar, die somit befriedigende Werte liefert.

Formel (4) des Aufsatzes entspricht dagegen einem bilinearen Diagramm, mit dem Knickpunkt bei einer Ordinate von 0,5. Gerade hier sind die Unterschiede auf der unsicheren Seite am grössten und erreichen rund 10%. Die Abweichungen werden dabei als Verhältnis von Wertepaaren N und M ermittelt, die einer gleichen Exzentrizität $e = M/N$ entsprechen. In einem polaren Koordinatensystem besitzen daher zugeordnete Punkte der Diagramme den gleichen Winkel ϕ . Die Abweichungen folgen somit aus dem Vergleich zugehöriger Radien und nicht aus den zwei Ordinaten für eine bestimmte Abszisse oder umgekehrt.

Diese relativ grosse Abweichung von 10% kommt daher, dass bei einem quadratischen Breitflanschträger (bis ca. HE 360) das Verhältnis der Stegquerschnittsfläche A_w zur Querschnittsfläche A etwa 21% beträgt: nur bis zu einer Ordinate von $\approx 0,21$ – nicht 0,5 – kann somit der Steg die ganze Längskraft aufnehmen, und das Moment M_z erreicht dann fast M_{plz} .

Stabilität von Einzelstäben aus I-Walzprofilen unter Druck und Biegung

Wir wollen uns auf den wichtigen Fall beschränken, wo das Knicken aus der Ebene konstruktiv behindert ist und die Kipplängen nach Tabelle 3 der Norm SIA 161/1990 eingehalten sind (für allgemeinere Fälle kann u.a. auf [4] und [5] hingewiesen werden). Ein seitliches Ausweichen ist somit ausgeschlossen: es handelt sich um ein Biegeknicken un-

ter *einachs*ig exzentrischem Druck. Im besprochenen Beitrag sind für die Lösung dieses Problems die Formeln (9) und (10) vorgeschlagen, die mit anderen Bezeichnungen und mit dem jetzt obsoleten globalen Sicherheitsbeiwert γ grundsätzlich den gleichen Aufbau wie die Formel (47) der Norm SIA 161/1990 aufweisen:

$$(2) \frac{N_d}{N_{Kz}/\gamma_R} + \frac{1}{1 - N_d/N_{cr}} \cdot \frac{\omega \cdot M_{d,max}}{M_R/\gamma_R} \leq 1,0$$

Für Biegung um die *starke* Achse beträgt der in die Formel (9) einzusetzende Biege­widerstand $M_{Ry} = 1,1 \cdot M_{ply}$. Dieser Ausdruck stimmt mit dem im Gelbdruck N 5282-4 zur Norm 161 (12.8.1989) festgelegten Wert von $1,12 \cdot M_{ply}$ praktisch überein, so dass auch die Ergebnisse gleich sein werden. Für die definitive Ausgabe wurde der Biege­widerstand durch untenstehende Formulierung (vgl. auch vorstehenden Abschnitt) ersetzt,

$$(3) M_{Ry} = M_{ply} / (1 - A_w / 2A), \text{ jedoch } M_{Ry} \leq M_{ply} \cdot [1 + 0,2 \cdot N_d / (N_{Ky} / \gamma_R)]$$

die bei den hochstegigen I-Walzprofilen (HE-Träger höher als 360 mm und alle I PE-Träger) und bei nicht sehr kleiner Normalkraft leicht günstiger ist. Für die Begründung dieser Regelung sei auf [4] und [6] verwiesen.

Für Biegung um die *schwache* Achse (z-Achse) dürfte gemäss Formel (10) des Aufsatzes der Biege­widerstand zu $M_{Rz} = 2 \cdot M_{plz}$ angenommen werden, während in der Norm SIA 161/1990 ein Wert von $M_{Rz} = M_{plz}$ vorgeschrieben ist. Die Multiplikation des Widerstandes M_{Rz} mit dem Faktor 2 (vgl. dazu vorstehenden Abschnitt für den Querschnittswiderstand) macht sich selbstverständlich stark bemerkbar, besonders bei einem relativ hohen Biegeanteil der Beanspruchung.

Das Problem des exzentrischen Knickens um die schwache Achse wurde öf­ters analytisch oder rechnerisch unter­sucht. Neben der Arbeit [7] soll hier insbesondere die Veröffentlichung [8] benützt werden, um die Ergebnisse der Näherungsformel (10) mit den Resultaten einer möglichst genauen Simulation mit Hilfe der Fliesszonen­theorie 2. Ordnung zu vergleichen, bei der sowohl die geometrischen Imperfektionen und die Wirkung der Walzeigenspannungen als auch die tatsächliche Ausdehnung der Plastifizierung berücksichtigt sind. In der Arbeit [8] wurde der Tragwiderstand eines Profils HEA 200 bei Druck und Biegung um die schwache Achse (gleiche Endexzentrizitäten e angenommen, d.h. das Moment 1. Ordnung $M_0 = N \cdot e$ ist längs der Stabachse unveränderlich)

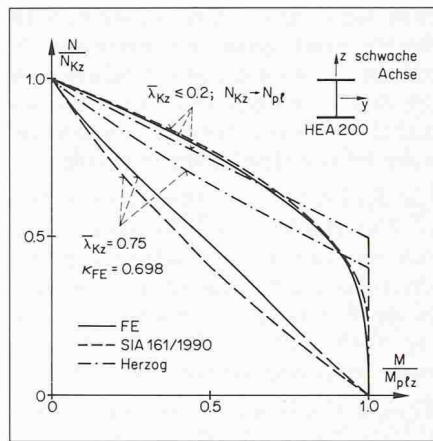


Bild 1. HEA 200 unter Druck und Biegung um die schwache Achse. Obere Kurven für den Querschnittswiderstand, untere Kurven für $\bar{\lambda}_{Kz} = 0,75$. Vergleich des Interaktionsdiagrammes aus «genauen» Untersuchungen mit der Formel (44) bzw. (47) der Norm SIA 161/1990 und mit der deutlich unsichere Ergebnisse liefernden Formel (4) bzw. (10) des Aufsatzes.

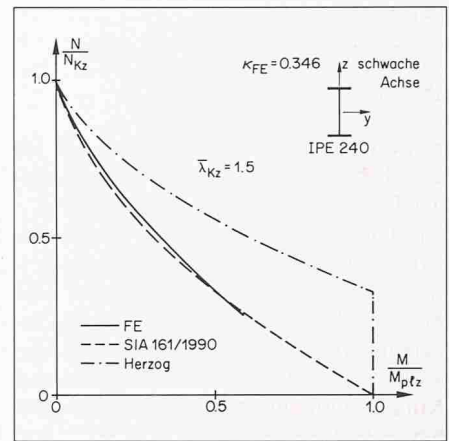


Bild 2. I PE 240 unter Druck und Biegung um die schwache Achse, $\bar{\lambda}_{Kz} = 1,5$. Vergleich des Interaktionsdiagrammes aus «genauen» Untersuchungen mit der Formel (47) der Norm SIA 161/1990 und mit der stark unsichere Ergebnisse liefernden Formel (10) des Aufsatzes.

für bezogene Schlankheiten von 0,75, 1,0, 1,5, 2,0, 2,5 und 3,0 mit einem passenden FE-Programm inkrementell ermittelt. Zudem ist für eine bezogene Schlankheit von 1,5 ein Träger I PE 240 miteinbezogen worden [6].

Für alle aufgeführten Schlankheiten wurden die Ergebnisse der FE-Berechnungen mit den Werten verglichen, die sich einerseits aus Formel (47) der Norm SIA 161/1990, andererseits aus der erwähnten Formel (10) ergeben. Es zeigt sich dabei, dass bei bezogenen Schlankheiten $\bar{\lambda}_K \geq 1,5$ ähnliche Verhältnisse vorliegen. Es werden deshalb nur die Interaktionsdiagramme für $\bar{\lambda}_K = 0,75$ (Bild 1, HEA 200) und für $\bar{\lambda}_K = 1,5$ dargestellt (Bild 2, I PE 240; für einen Breitflanschträger HEA 200 sind gemäss Bild 8 in [6] die Ergebnisse praktisch die gleichen). Diese Bilder beweisen, dass die Norm fast überall sichere Ergebnisse liefert (vgl. auch [4] Bild 14, S. 39). Für $\bar{\lambda}_K = 1,5$ ist die Übereinstimmung im ganzen Diagramm ausgezeichnet, während für $\bar{\lambda}_K = 0,75$ Abweichungen auf der sicheren Seite von max. 8% auftreten, die wirtschaftlich kaum von Belang sind.

Formel (10) des Aufsatzes führt dagegen zu unzulässigen Fehlern auf der *unsicheren* Seite, die für eine Schlankheit von 0,75 mehr als 40% erreichen, für $\bar{\lambda}_K \geq 1,5$ sogar 50% übersteigen. Die maximalen Abweichungen ergeben sich jeweils beim Schnittpunkt der Kurve mit der Lotrechten $M_y = M_{plz}$. Für eine gegebene Ordinate N/N_{pl} folgt aus Formel (10) nach einfachen Umformungen das zugehörige Moment M_y bzw. die Exzentrizität $e = M_y/N$ zu

Literatur

- [1] Bemessungstabellen für den Stahlbau; Publikation C4.1 der Schweizerischen Zentralstelle für Stahlbau, Januar 1991.
- [2] ECCS-CECM-EKS: European Recommendations for Steel Construction, March 1978.
- [3] Stability of Metal Structures, A World View (Second Edition); Editor-in-Chief L.S. Beedle; Structural Stability Research Council, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University 13, Bethlehem, Pennsylvania 18015, U.S.A.
- [4] Dubas P.: Stabilität von Tragwerken und von Einzelstäben; Einführung in die neuen Normen SIA 161 und 161/1 Stahlbauten. SIA-Dokumentation D 069, Zürich 1991, S. 36.
- [5] Dubas P.: Festigkeits- und Stabilitätsnachweis bei Stäben mit doppelt-symmetrischem I-Querschnitt unter Biegung und Normalkraft. Publ. Nr. 89-2, Teil A, Baustatik und Stahlbau, ETH-Hönggerberg, Zürich 1989, S. 1-2.
- [6] Dubas P.: I-förmige Walzprofile unter Druck und einachsiger Biegung – ergänzende Berechnungen und Schlussfolgerungen. Publ. Nr. 90-1, Baustatik und Stahlbau, ETH-Hönggerberg, Zürich 1990.
- [7] Ballio G., Petrini V., Urbano C.: The effect of the loading process and imperfections on the load bearing capacity of beam columns. MEC-CANICA VIII, Milano 1973, No. 1, 56-67.
- [8] Dubas P.: Bemerkungen zur Bemessung von Stäben unter Druck und Biegung. Publ. Nr. 86-1, Baustatik und Stahlbau, ETH-Hönggerberg, Zürich 1986, Abschnitt 4.

$$(4) M_z/M_{plz} = 2 \cdot (1 - N/N_{Kz}) \cdot (1 - \kappa \cdot \lambda_K^2 \cdot N/N_{Kz}),$$

aber höchstens $M_z/M_{plz} = 1,0$

Sowohl für die Formel (10) als auch für die SIA-Regelung – gemäss obenstehender Beziehung, jedoch ohne Faktor 2 – wurden bei der Auswertung die in den Bildern 1 und 2 angegebenen Knickbeiwerte κ_{FE} eingesetzt, die sich aus dem gleichen FE-Programm 2. Ordnung ergeben haben, und die die Knickbeiwerte κ nach [2] für die hier massgebenden Knickspannungskurven c (HEA 200) bzw. b (I PE 240, mit $b/2c > 1,2$ und daher mit kleineren Eigenspannungen) um höchstens 1,5% übersteigen.

Die in den Bildern 1 und 2 ersichtlichen grossen Abweichungen bei Anwendung der vorgeschlagenen Formel (10) sind die Folge davon, dass diese Beziehung auch bei knickgefährdeten Stäben zu Interaktionsdiagrammen mit einem im gesamten gesehen eher *konvexen* Verlauf führt, wie dies für den Grenzfall einer vernachlässigbaren Schlankheit, d.h. für den Nachweis des Querschnittswiderstandes zutrifft. Die beim Stabilitätsnachweis des Gesamtstabes zu verwendenden Diagramme sind dagegen *konkav*, mit Ausnahme der hier nicht untersuchten sehr gedrunghenen Stäbe mit $\bar{\lambda}_{Kz} \leq 0,5$ (vgl. [7], Fig. 5). Dieser konkave Verlauf ergibt sich aus der Steifigkeitsabminderung durch die gerade bei Biegung um die schwache Achse ausgeprägten Querschnittsplastifizierungen in den Fliesszonen, die zu einer beschleunigten Zunahme der Auslenkungen und somit zu einer starken Vergrösserung der Einflüsse 2. Ordnung führen (vgl. z.B. Bild 2a in [8]).

Die Bilder 1 und 2 sprechen für sich und verlangen keine weiteren Kommentare. Es scheint aber wichtig, darauf hinzuweisen, dass beim betrachteten sowie bei ähnlichen Problemen mit zahlreichen Parametern das Kalibrieren einer Bemessungsformel nur mit einigen Versuchswerten unstatthaft ist; auf alle

Fälle wäre deren Anwendungsbereich entsprechend genau einzugrenzen. In diesem Zusammenhang möchten wir den Schlussteil des Abschnittes 3.1 aus der als Referenz [14] im Aufsatz erwähnten Veröffentlichung zitieren:

Für das Problem der Stabilität von Trägern unter Druck und Biegung ist die Zahl der zu untersuchenden Fälle sehr viel grösser. Es ist zu akzeptieren, dass für das Knicken die vorhandenen Versuche allein nicht als Basis zur Bestimmung neuer Knickkurven ausreichen.

Es wäre utopisch und unverhältnismässig in bezug auf die Kosten, die Bemessung von Biegedruckstäben ausschliesslich auf experimenteller Grundlage vorzunehmen...

Adresse des Verfassers: P. Dubas, Prof. Dr., ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

Replik

Ing. Huber bedauert, dass ich meine Vereinfachungsvorschläge nicht in die Vernehmlassung eingebracht habe. Dies geschah jedoch, weil meine seinerzeitigen Einsprachen gegen die Normenentwürfe SIA 160 und 162 (1989) trotz materieller Begründung anlässlich einer globalen Einspracheverhandlung ohne Diskussion abgewiesen worden waren.

Die Erläuterung von Prof. Dubas zum zentrischen Knicken geht nicht auf die Tatsache ein, dass nur zwei Knickspannungslinien weniger Verwechslungsmöglichkeiten enthalten als drei. Die gewählte Formulierung ist weder eine Erfindung der Normenkommission SIA 161 (1979) noch der EKS-Empfehlungen 1978 noch des Verfassers [1], sie geht vielmehr auf W.J.M. Rankine [2] im letzten Jahrhundert zurück.

Literatur

- [1] Herzog, M.: Das Kippmoment von Stahlträgern mit Imperfektionen und Eigenspannungen nach Versuchen. VDI-Zeitschrift 117 (1975) Nr. 24, S. 1215–1219.
- [2] Rankine, W.J.M.: A Manual of Civil Engineering, 20. Aufl., S. 236. C. Griffin, London 1898 (1. Aufl. 1862).

Der Querschnittswiderstand von doppelt-symmetrischen I-Profilen fällt bei Biegung um die schwache Achse im Bereich $M_y/M_{ypl} < 0,9$ kleiner aus, als Gleichung (4) erwarten lässt. Ihr Geltungsbereich wird daher auf diesen Grenzwert eingeschränkt.

Bei schlanken Stützen unter ein- und zweiachsig ausmittigen Druck ist der Faktor 2 im Nenner des Bruches $\bar{M}_y/2 M_{ypl}$ fortzulassen. Der ungünstigste Versuchswert liegt dann nur mehr um tolerierbare 3,5% unter der mit dem Widerstandsbeiwert abgedeckten rechnerischen Voraussage mit der abgeänderten Gleichung für Biegung um die schwache Achse

$$(10) \frac{N}{N_{yK}} + \frac{\bar{M}_y^{II}}{M_{ypl}} \leq \frac{1}{\gamma}$$

Für zweiachsige Biegung liegt überhaupt kein Versuchswert mehr unter der rechnerischen Voraussage mit der abgeänderten Gleichung

$$(18) \frac{N}{N_{K}^*} + \frac{\bar{M}_x^{II}}{1,1 M_{xpl}} + \frac{\bar{M}_y^{II}}{M_{ypl}} \leq \frac{1}{\gamma}$$

(Gleichungsnummerierung wie Originalartikel)

In dieser abgeänderten Form vermag der vereinfachte Tragfähigkeitsnachweis des Verfassers ohne Einbusse an Transparenz auch den strengsten Sicherheitsanforderungen zu genügen.

Dr. Max Herzog, Aarau