

# Ein ungewöhnliches Stabilitätsproblem verursacht Schadensfall

Beim Konstruieren geschraubter Anschlüsse von Druckstäben mit Kastenquerschnitt in zweiwandigen Fachwerken muss selbstverständlich die Verschraubbarkeit beachtet werden. Wenn aber dabei der klassische Konstruktionsgrundsatz, die Anschlussknoten so kompakt wie möglich auszubilden, in Vergessenheit gerät, kann das schwerwiegende Folgen haben, wie ein kürzlich eingestürzter Fachwerkträger gezeigt hat. Das dabei aufgetretene ungewöhnliche Stabilitätsphänomen eines Druckstabes wird hier der Fachöffentlichkeit vorgestellt, um ähnliche Unfälle zukünftig zu vermeiden. Die mit Hilfe einer linearen FEM-Stabilitätsanalyse ermittelten Eigenformen und Eigenwerte werden diskutiert. Ergänzende nichtlineare FEM-Analysen mit geometrischen Ersatzimperfectionen (sogenannte GMNIA-Analysen) zeigen im Vergleich zur vorhandenen Belastung, dass der Einsturz unausweichlich war. Es werden einige Lehren und Empfehlungen zur Vermeidung des ungewöhnlichen Stabilitätsversagens aufgezeigt. Abschließend wird der Beitrag in den übergeordneten Kontext des „Forensic Engineering“ als Mittel zur Verbesserung der Sicherheit unserer Baukonstruktionen eingeordnet.

**An uncommon stability problem causes failure.** When bolted two-plane connections of box shaped compression members in trusses are designed, it is obvious that the boltability must be observed. If however, in doing so, the classic design principle of constructing truss nodes as compact as possible is falling into oblivion this may have serious consequences, as a recently occurred failure of a truss girder shows. The uncommon stability phenomenon that caused this failure is here presented to the structural engineering community in order to help avoiding similar failures in the future. The eigenmodes and eigenvalues obtained from a linear FEM stability analysis are discussed. Supplementary nonlinear FEM analyses (so called GMNIA analyses) show when compared to the acting loading that the failure was inevitable. Some lessons and recommendations how to avoid the uncommon stability failure are presented. As a concluding remark, the paper is seen within the greater context of „forensic engineering“ as an instrument to improve the safety of our structures.

## 1 Einleitung

Fachwerkträger mit zweiwandig geschraubten (früher: genieteten) Knotenblechanschlüssen gehören seit jeher zum Grundrepertoire des Entwerfens von Tragwerken in Stahl. Ebenso alt ist der Konstruktionsgrundsatz, beim Anschluss von Druckstäben die Fachwerkknoten so kompakt wie möglich auszubilden. *G. Schaper* schreibt in seinem Stahlbrücken-Standardwerk des frühen 20. Jahrhunderts

[1] im Kapitel über Fachwerkhauptträger: „Druckstreben sind so weit wie möglich an den Gurt und den etwa vorhandenen Pfosten heran zu führen, damit die Knotenbleche nicht ausbeulen.“ und weiter über die Größe von Knotenblechen: „... sollen ihre Abmessungen nicht größer als nötig gewählt werden. Die Niete derjenigen Staban-schlüsse, die die Knotenblechgröße bestimmen, setzt man daher so eng wie möglich.“

Das Konstruktionsprinzip der „kompakten Fachwerkknoten“ mit der Zielsetzung, lokales Ausbeulen der Knotenbleche zu verhindern, gehört also zum klassischen Grundwissen der Stahlbauweise. Die „Druckstreben“ waren damals entweder einteilige Walzprofile (in der Regel I-Profile) oder aufgelöste mehrteilige Rahmen- oder Gitterstäbe. Bei zweiwandigen Fachwerken musste man sie zwangsläufig zwischen die Knotenbleche führen, um sie mit Nieten (später mit Schrauben) anschließen zu können. Damit waren sie quasi automatisch nah genug an den Gurt und den etwa vorhandenen Pfosten herangeführt, und die beiden Knotenbleche waren ebenfalls quasi automatisch so gegeneinander versteift, dass lokales Beulen ausgeschlossen war.

Als in den 1950er/1960er Jahren geschweißte Hohlkastenprofile die gegliederten Druckstäbe der Niettechnik ersetzten, blieb als unverzichtbares Konstruktionsprinzip im Stahlbrückenbau, dass – neben den möglichst kurz zu haltenden Knotenblechen – auch die beiden nicht anliegenden Kastenprofilwände zwischen die Knotenbleche geführt werden müssen (bzw. dass die beiden Knotenbleche auf eine andere geeignete Weise gegeneinander versteift werden müssen). Das heißt, man war sich bewusst, dass das Konstruktionsprinzip der „kompakten Fachwerkknoten“ aus zwei Kriterien besteht: Erstens müssen die Knotenbleche so klein bzw. so kurz wie möglich sein, und zweitens müssen sie gegeneinander versteift sein.

Die Einhaltung des zweiten Kriteriums ist bei geschweißten Hohlkastenprofilen bekanntlich mit größeren Schwierigkeiten deshalb verbunden, weil man dafür sorgen muss, dass die Stahlbaumonteur die Schrauben im Inneren des Hohlkastens in die vorbereiteten Schraubenlöcher einführen und beim Anziehen der Mutter gegenhalten können. Übliche konstruktive Maßnahmen sind Handlöcher oder U-förmige Ausnehmungen.

Im schweren Industriestahlbau der letzten Jahrzehnte ist das Konstruktionsprinzip der „kompakten Fachwerkknoten“ anscheinend teilweise in Vergessenheit geraten,

wie der Einsturz eines Montagegerüsts in jüngster Vergangenheit gezeigt hat. Bei diesem Bauunfall ist als Folge nicht ausreichend kompakt konstruierter Fachwerkknoten ein Stabilitätsversagen des Druckstabes aufgetreten, das in seiner Komplexität selbst für erfahrene Stahlbauingenieure nur schwer erkennbar ist. Um ähnliche Schadensfälle vermeiden zu helfen, wird dieses ungewöhnliche Stabilitätsproblem nachfolgend der Fachöffentlichkeit vorgestellt. Dabei muss, weil zum Verständnis des Problems zwingend erforderlich, auf die konkrete geschädigte Fachwerkkonstruktion eingegangen werden.

## 2 Der betroffene Fachwerkträger

Bild 1 zeigt das System des von dem Schadensfall betroffenen Fachwerkträgers. Er diente als Montagehilfskonstruktion zum Abfangen einer sich darüber aufbauenden Stahlkonstruktion mit ca. 450 t Gesamtgewicht. Er ist hier vereinfachend so dargestellt, als ob nur die beiden „Eckstützen“ die gesamte Last eintragen; einige weitere, aber nur geringfügig belastete Stützen oberhalb des mittleren Trägerbereiches sind weggelassen, da für die vorliegenden Erläuterungszwecke nicht relevant. Der Fachwerkträger war aus seiner Systemebene heraus ausreichend gesichert, so dass nur das grundsätzliche Tragverhalten in seiner Systemebene relevant ist. Wie sich leicht nachrechnen lässt, beträgt unter der Gesamtlast die Normalkraft in den beiden äußeren Diagonalen (Druckstreben)  $N = -3700$  kN.

Bild 2 zeigt die konstruktive Ausbildung dieser Druckstreben und ihrer Anschlüsse an die beiden Fachwerkträgergurte. Der Obergurt war ein liegendes geschweißtes I-Profil mit 2100 mm Steghöhe und 12 mm Stegblechdicke, das zu der zu montierenden Konstruktion gehörte; auf die Darstellung der detaillierten konstruktiven Ausbildung kann im Weiteren verzichtet werden. Der Untergurt war ein liegendes Walzprofil HEB 700 aus Baustahl S355. Er war Teil der später zurück zu bauenden Hilfskonstruktion. Die Druckstreben waren geschweißte Hohlkastenprofile  $355 \times 350$  mm aus 30-mm-Blechen mit insgesamt drei Querschotten, ebenfalls aus Baustahl S355 und ebenfalls Teil der später zurück zu bauenden Hilfskonstruktion.

Die beiden Fachwerkknoten waren zweiwandig mit 20-mm-Knotenblechen ausgebildet, an die die Druckstreben mit ihren verlängerten anliegenden Wandblechen  $30 \times 350$  (im Weiteren „Anschlusslappen“ genannt) mit Hilfe von vorgespannten M27-Schrauben einschnittig angeschlossen waren. Die beiden anderen Kastenwände  $30 \times 295$  hörten vor dem Beginn der Knotenbleche auf, waren also nicht zwischen die Knotenbleche geführt. Die Abstände zwischen den Enden der Anschlusslappen und dem jeweiligen Systempunkt des Fachwerkträgers einerseits und zwischen den Schrauben untereinander andererseits waren, wie man beim genauen Betrachten von Bild 2 erkennt, großzügig gewählt – vermutlich der Montagefreundlichkeit zuliebe.

Man muss im Nachhinein konstatieren, dass mit der in Bild 2 dargestellten konstruktiven Ausbildung das in der Einleitung beschriebene klassische Konstruktionsprinzip der „kompakten Fachwerkknoten“ nicht eingehalten worden ist, und zwar weder hinsichtlich des Kriteriums „Knotenbleche so kurz wie möglich“ noch hinsichtlich des Kriteriums „Knotenbleche gegeneinander versteifen“. Wie bereits erwähnt, war das Prinzip offensichtlich in Vergessenheit geraten, denn der Fachwerkträger war im Übrigen sehr sorgfältig durchkonstruiert.

## 3 Das Stabilitätsproblem der Druckstreben

### 3.1 Eigenformen und Eigenwerte

Die in Bild 2 dargestellte Konstruktion einschließlich beider Knoten wurde im Rahmen der Schadensanalyse in ein Finite-Elemente-Modell umgesetzt. Verwendet wurde die Software RFEM [2] mit achtknotigen Flächenelementen mit je sechs Freiheitsgraden und quadratischen Ansatzfunktionen. Der Diskretisierungsgrad wurde durch vorgeschaltete Konvergenzstudien so optimiert, dass ausreichend genaue Ergebnisse erwartet werden konnten. Für die geschraubten Verbindungen zwischen Knotenblechen und Druckstreben-Anschlusslappen wurden alternativ zwei Modellierungsvarianten eingesetzt: Zum einen wurden die beiden Schraubpartner „Knotenblech“ und „Anschlusslappen“ an den jeweiligen Schraubenpunkten für alle sechs Freiheitsgrade starr gekoppelt; zum anderen wurden die Schrauben als

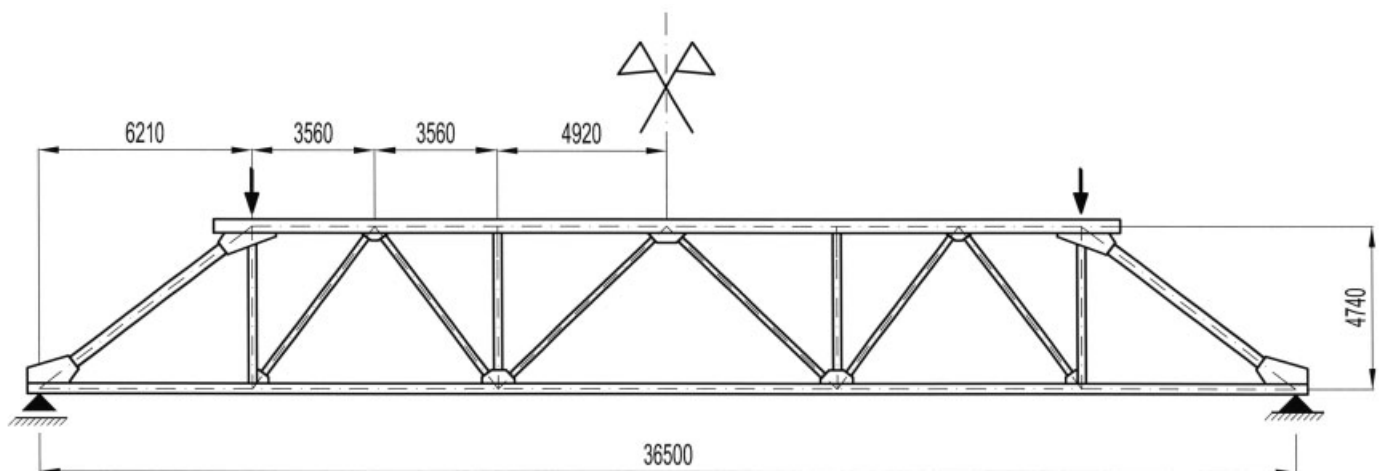


Bild 1. System des geschädigten Fachwerkträgers  
Fig. 1. System of failed truss girder

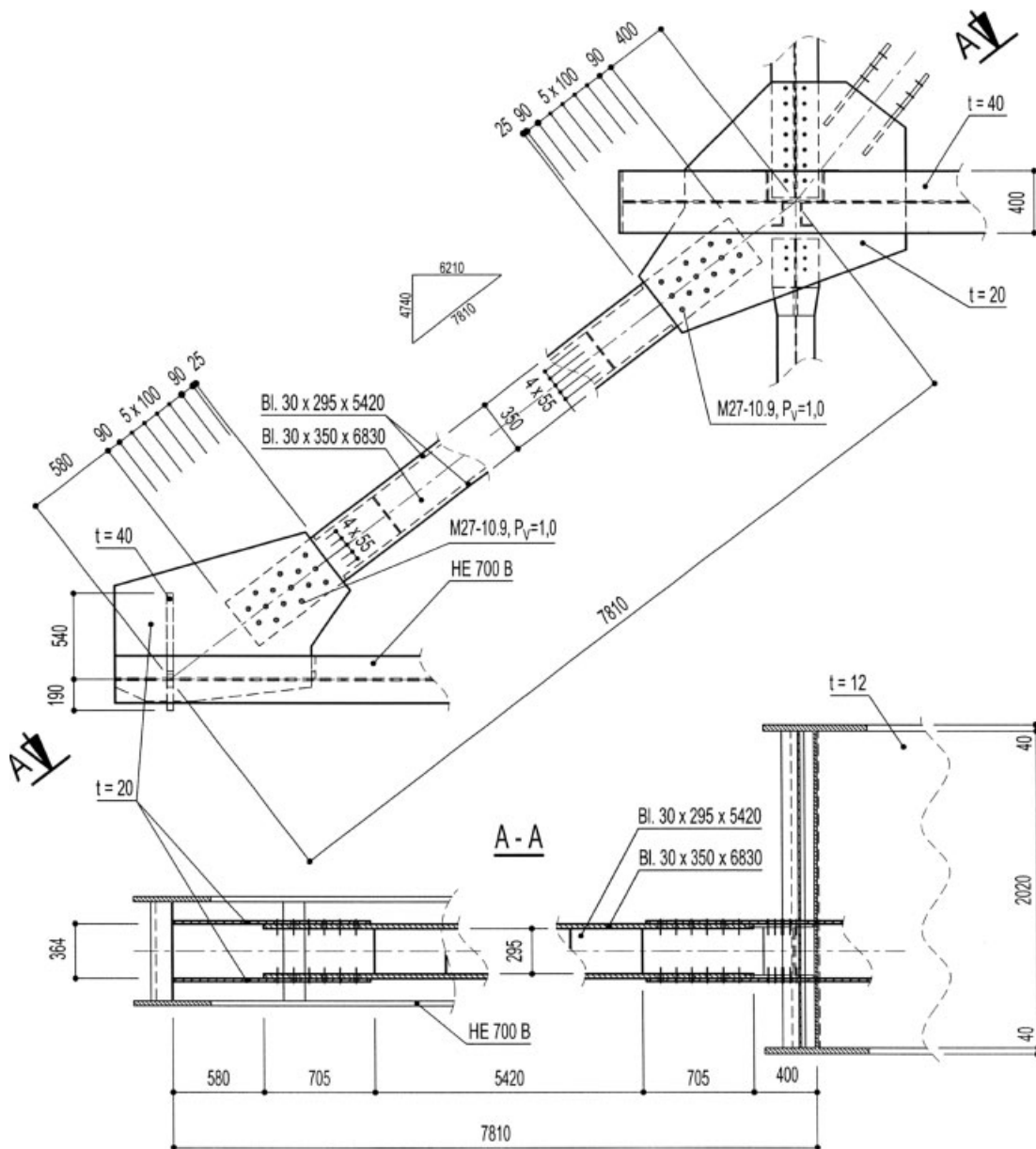


Bild 2. Konstruktive Ausbildung der Druckstreben und ihrer Anschlüsse

Fig. 2. Constructional design of the compression members and their connections

kurze, biegesteif an die Knotenbleche angeschlossene Balken modelliert. Die Realität dürfte zwischen diesen beiden Grenzvarianten liegen.

Das FE-Modell ist am Obergurtnoten an allen (ausreichend lang gewählten) Stabstummeln in Stabrichtung liniengelagert und quer zur Stabrichtung in Fachwerkebene verschieblich. Am Untergurtnoten ist das Modell an der Auflagerrippe vertikal liniengelagert und wird am Ende des Untergurtstummels axial auf Zug belastet, womit in der Diagonale die gewünschte Drucknormalkraft  $N$  erzeugt wird. Alle Stabstummel und die beiden Knoten sind aus kinematischen Gründen rechtwinklig zur Fachwerkebene punktförmig gehalten.

Eine lineare Stabilitätsanalyse dieses FE-Modells (Eigenwertanalyse) liefert als erste zwei Eigenformen die in den Bildern 3a und 3b abgebildeten Verformungsfiguren. Die zugehörigen Eigenwerte betragen:

$$N_{\text{eig}1} = \text{ca. } 4750 \text{ kN}$$

$$N_{\text{eig}2} = \text{ca. } 6300 \text{ kN.}$$

Das „ca.“-Zeichen wird hier vor die Zahlenwerte gesetzt, um klar zu machen, dass man je nach Modellierungsvariante und je nach Diskretisierungsgrad eine gewisse Bandbreite unterschiedlicher Berechnungsergebnisse erhält; sie liegt z. B. für den ersten Eigenwert zwischen 4500 und 4900 kN. Im vorliegenden Aufsatz geht es gemäß seiner Zielsetzung im Wesentlichen um die Größenordnung.

Setzt man die Stabilitätsanalyse fort, so folgt nach einigen lokalen Beuleigenformen im dünnwandigen Stegblech des Obergurtes, die hier nicht interessieren, als dritte für die Druckstrebe relevante Eigenform die in Bild 3c abgebildete Verformungsfigur mit dem zugehörigen Eigenwert

$$N_{\text{eig}3} = \text{ca. } 16000 \text{ kN.}$$

Betrachtet man diese drei Eigenformen für die Druckstrebe, so ist augenfällig, dass sie mit dem bei der Bemessung eines Druckstabes in einem Fachwerkträger routinemäßig angesetzten Stabknicken („Eulerknicken“) nicht das Geringste zu tun haben. Die klassische Eulerknickkraft der Druck-



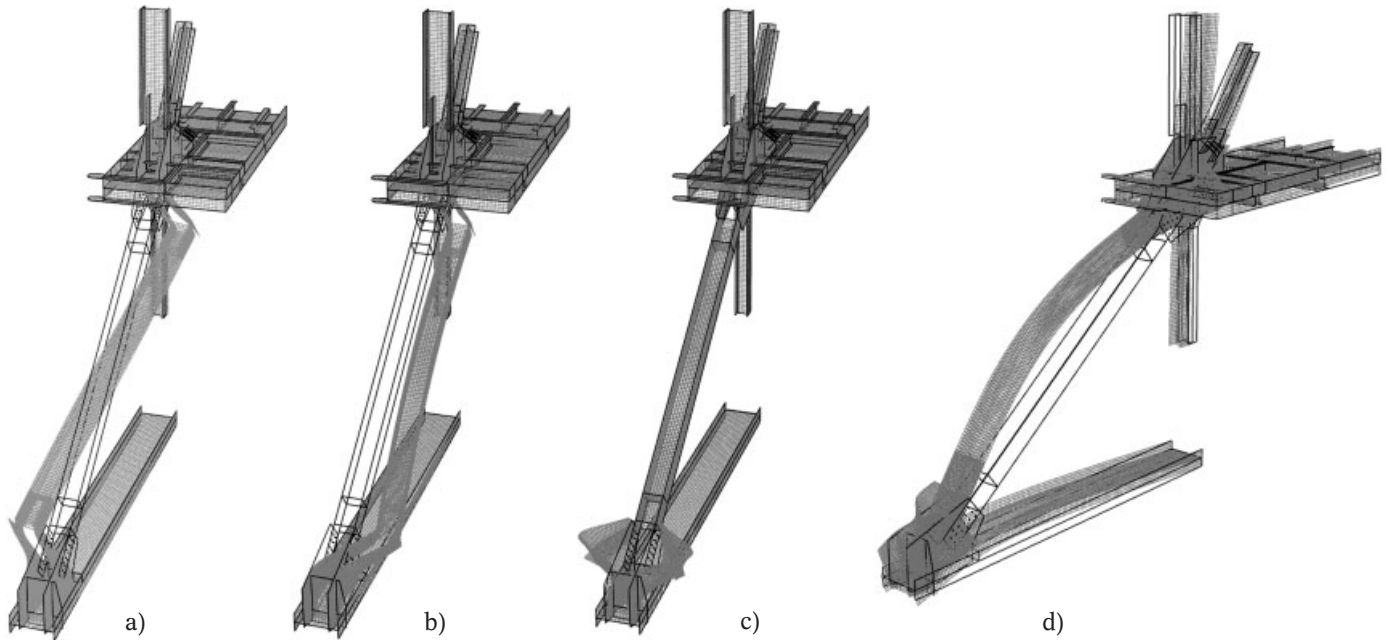


Bild 3. Ergebnisse der linearen Stabilitätsanalyse des FE-Modells: a) 1. Eigenform, b) 2. Eigenform, c) 3. Eigenform, d) 50. Eigenform

Fig. 3. Results of linear stability analysis of the FE model: a) 1. eigenmode, b) 2. eigenmode, c) 3. eigenmode, d) 50. eigenmode

streben (Eulerfall II, in den Systempunkten gelenkig gelagert) beträgt, wie man leicht nachprüfen kann,

$$N_{Ki,Euler} = 22500 \text{ kN},$$

also das nahezu Fünffache des hier ermittelten niedrigsten Eigenwertes. Die vorgenannte Stabilitätsanalyse liefert, wenn man sie weiter in Richtung höhere Eigenformen fortsetzt, erst als ca. 50.(!) Eigenform eine globale Stabknickverformung der Druckstrebe in der Fachwerkebene (Bild 3d) mit

$$N_{eig,Stab} = \text{ca. } 50000 \text{ kN}.$$

Dass dieser Wert so weit über der klassischen Eulerknickkraft liegt, hängt mit der von beiden Knoten gelieferten stabstatistischen Einspannwirkung zusammen, die zudem mit den Stabstummeln des FE-Modells noch zusätzlich überschätzt wird. Für das Aussageziel des vorliegenden Aufsatzes ist das ohne Belang.

Zurück zu den drei ersten Eigenformen: Alle drei beschreiben offensichtlich lokale Beulerscheinungen der Knotenbleche, jeweils zusammen mit dem angeschraubten Anschlusslappen, aus der Fachwerkebene heraus. Während jedoch die 3. Eigenform wirklich „lokal“ ist und durchaus der Anschauung erfahrener Stahlbauingenieure entspricht, falls sie an „Knotenblechbeulen“ denken, sind bei den ersten beiden Eigenformen beide Knotenblechpaare und das Kastenprofil selbst in die instabile Verformungsfigur einbezogen. Das lokale Ausbeulen der Knotenblech-/Anschlusslappen-Pakete aus der Fachwerkebene heraus erfolgt antisymmetrisch zur Stabachse, im Gegensatz zur 3. Eigenform, wo es symmetrisch zur Stabachse erfolgt. Das Kastenprofil folgt der Beulverformung aus der Fachwerkebene heraus als Starrkörper, d.h. ohne dass seine Biegesteifigkeit angesprochen wird. Bei der 2. Eigenform verschiebt es sich praktisch parallel; bei der 1. Eigenform stellt es sich dagegen schräg und erzeugt dadurch

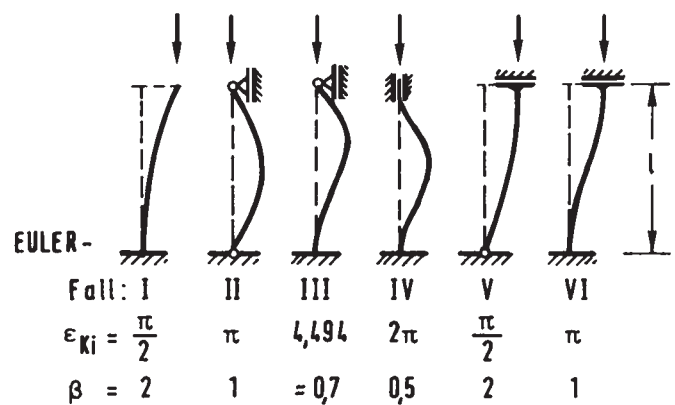


Bild 4. Eulerfälle eines Knickstabes (entnommen aus [3])  
Fig. 4. Euler's cases of a buckling column (taken from [3])

eine zusätzliche Abtriebskraft an den Knotenblechen, weshalb der 1. Eigenwert noch kleiner ist als der zweite.

Will man die erschreckend niedrigen ersten beiden Eigenwerte verstehen, so stelle man sich jedes einzelne Knotenblech-/Anschlusslappen-Paket in grober Näherung als beidseitig biegeeingespannten lokalen Knickstab vor (vgl. Längsschnitt AA durch die Druckstrebe in Bild 2). Während die 3. Eigenform dem Eulerfall IV ähnelt, entspricht die 2. Eigenform dem Eulerfall VI mit Transversalgelenk am Beginn des Kastenprofils, analog zum Stiel eines verschieblichen Rahmens (Bild 4). Bedenkt man, dass sich die verzweigungskritischen Druckkräfte der beiden Eulerfälle IV und VI um den Faktor 4 unterscheiden, so wird der große Sprung vom 2. zum 3. Eigenwert plausibel.

Aufgrund der Ähnlichkeit zum Knicken – hierauf wird später noch zurückgekommen – bezeichnen die Verfasser das durch die ersten beiden Eigenformen beschriebene lokale Beulen der Knotenblech-/Anschlusslappen-Pakete im Weiteren als „antisymmetrisches Knickbeulen“ der Knotenbereiche. Die zugehörige kleinste Verzweigungsnormalkraft  $N_{eig1} = 4750 \text{ kN}$  wird in Anlehnung an die

Stahlbau-Normen (DIN 18800, EN 1993-1-1) „ideale Knickbeulkraft  $N_{KBi}$ “ genannt.

### 3.2 Reale (charakteristische) Knickbeulkraft

Um in einem druckbeanspruchten System die Realität des tatsächlichen Tragwerks (im Gegensatz zum idealisiert perfekten Tragwerk der Eigenwertanalyse) einzufangen, müssen bekanntlich unvermeidbare Imperfektionen bei der Berechnung berücksichtigt werden. Ziel einer solchen Berechnung ist für das vorliegende Stabilitätsproblem die reale bzw. „charakteristische Knickbeulkraft  $N_{KB,Rk}$ “. Sie wird nachfolgend in Anlehnung an DIN 18800 ermittelt.

#### 3.2.1 Ermittlung mit Stabilitäts-Abminderungsfaktor

Die oben beschriebenen Eigenformen legen nahe, das „Knickbeulen“ der Knotenbereiche ähnlich zu behandeln wie das knickstabähnliche Beulen nach DIN 18800-3. Die Berechnung stellt sich dann wie folgt dar:

$$\begin{aligned} N_{KBi} &= 4750 \text{ kN} \\ N_{pl} &= 2 \cdot 35,0 \cdot 3,0 \cdot 35,5 = 7455 \text{ kN} \\ &\quad (\text{zwei Anschlusslappen}) \\ \lambda_{KB} &= \sqrt{7455/4750} = 1,25 \\ \chi_{KB} &= 0,45 \text{ (Knickspannungslinie (b) nach DIN 18800-2)} \\ N_{KB,Rk} &= 0,45 \cdot 7455 = \mathbf{3350 \text{ kN}}. \end{aligned}$$

#### 3.2.2 Ermittlung mit geometrischen Ersatzimperfektionen

Der Wert 3350 kN ist, weil die normativen Stabilitäts-Abminderungsfaktoren bewusst konservativ angesetzt sind, als unterer Grenzwert für die reale Knickbeulkraft der versagenden Druckstreben anzusehen. Im Rahmen der Schadensanalyse wurden deshalb zusätzlich nichtlineare Berechnungen mit geometrischen Ersatzimperfektionen in Anlehnung an DIN 18800-2 durchgeführt.

Eingesetzt wurde dafür das Softwarepaket ANSYS 10.0 [4]<sup>1)</sup>. Mit ihm wurde ein gegenüber dem oben beschriebenen Strukturmodell vereinfachtes FE-Modell generiert. Die Vereinfachung betraf den oberen Fachwerkknoten, bei dem die beiden Knotenbleche näherungsweise an der horizontalen Schweißnaht und am Fachwerkträgerpfosten endeten bzw. dort liniengelagert waren (vgl. Bild 2). Es wurden die Elementtypen „shell181“ für alle flächenhaften Bauteile und „beam188“ für die Schrauben eingesetzt. Mit diesem Modell wurde zunächst zwecks Validierung eine lineare Stabilitätsanalyse durchgeführt. Sie liefert eine erste Eigenform und einen zugehörigen Eigenwert ( $N_{eig1} = 4680 \text{ kN}$ ), die nahezu vollkommen mit den entsprechenden RFEM-Ergebnissen übereinstimmen.

Gemäß DIN 18800-2 „sind die geometrischen Ersatzimperfektionen so anzusetzen, dass sie sich der zum niedrigsten Knickeigenwert gehörenden Verformungsfigur möglichst gut anpassen“. In diesem Sinne wurde die in Bild 3a abgebildete erste Eigenform als Imperfektionsform gewählt. Sie beschreibt Abweichungen von der Sollform rechtwink-

<sup>1)</sup> Die hier mitgeteilten Berechnungen mit ANSYS wurden am Institut für Metall- und Leichtbau der Universität Duisburg-Essen (Leitung: Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. N. Stranghöner) vom seinerzeitigen Wiss. Mitarbeiter Herrn Dr.-Ing. St. Wirth durchgeführt.

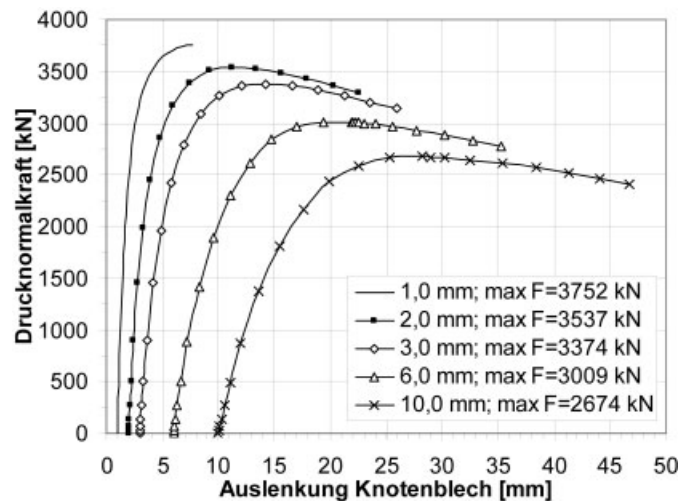


Bild 5. Lastverformungskurven der ersatzimperfekten Druckstreben: Normalkraft  $N$  (im Diagramm „F“) über seitlicher Auslenkung  $w$  am Knotenblechende für verschiedene Anfangsauslenkungen  $w_0$

Fig. 5. Load deformation curves of the equivalently imperfect compression members: axial force  $N$  (in the diagram „F“) versus transversal displacement  $w$  at gusset plate end for various pre-displacements  $w_0$

lig zur Fachwerkebene mit dem größten Wert  $w_0$  an den Knotenblechenden, dagegen ohne Vorkrümmung im Stab selbst. Diese Vorverformungsfigur dürfte bei der vorliegenden geschraubten Knotenkonstruktion fertigungs- und montagebedingt nicht unrealistisch sein.

Es wurden geometrisch und materiell nichtlineare Berechnungen (GMNIA-Analysen nach Eurocode-Terminologie [5]) mit unterschiedlich großen Imperfektionsamplituden  $w_0$  durchgeführt. Bild 5 zeigt die Ergebnisse. Das System erweist sich als ziemlich imperfektionsempfindlich; schon bei 2 mm Anfangsauslenkung liegt die reale Knickbeulkraft mit ca. 3500 kN unter der maximal vorhandenen Druckkraft in den Druckstreben (vgl. Abschn. 2). Der Schadensfall war demnach unausweichlich.

### 3.3 Vergleich mit Schadensbefund

Der Vollständigkeit halber sei angeführt, dass die in den Trümmern des zerstörten Fachwerkträgers vorgefundenen bleibenden Verformungen aller vier betroffenen Knotenbereiche widerspruchsfrei zu der ersten Eigenform in Bild 3a passen. Bild 6 zeigt z. B. die beiden Auflagerkno-



Bild 6. Auflagerknoten des Fachwerkträgers nach dem Schadensfall

Fig. 6. Support nodes of the truss girder after failure



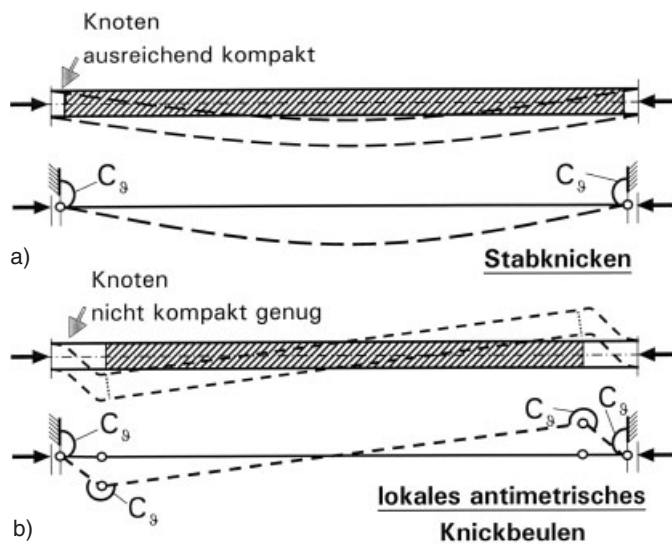
ten nach dem Heraustrennen. Man erkennt die aus der Fachwerkebene heraus gebogenen Knotenbleche mit angeschraubten Anschlusslappen sowie Teile der gerade gebliebenen Kastenprofile der Druckstreben.

#### 4 Lehren und Empfehlungen für Anschlussknoten von kastenförmigen Druckstäben in zweiwandigen Fachwerkstrukturen

##### 4.1 Zur konstruktiven Ausbildung

In der Einleitung wurde das klassische Konstruktionsprinzip der „kompakten Fachwerkknoten“ für Druckstäbe in Erinnerung gebracht. Dieses Prinzip sollte jedem Konstrukteur, der Ausführungszeichnungen für Tragwerke in Fachwerkbauweise anfertigt, und jedem Ingenieur, der solche Konstruktionsarbeiten beaufsichtigt, gegenwärtig sein. Bild 7 soll noch einmal anhand eines zweiwandig angeschlossenen Druckstabes – ähnlich den oben behandelten Druckstreben – veranschaulichen, worum es geht.

Der Entwurfsingenieur setzt in seinen Betrachtungen grundsätzlich den Zweigelenkstab voraus. Seine hochgradig automatisierte stabstatische Software kann zwar Vorkrümmungen und Schiefstellungen in allen Richtungen und ggf. auch Teileinspannungen  $C_9$  und Beulprobleme dünnwandiger Teile des Stabes berücksichtigen, aber keine lokalen Stabilitätsnachweise im Knotenbereich führen. Der Konstrukteur der Werkstattpläne und der Ingenieur für die Detailnachweise müssen sich dieser Tatsache bewusst sein, damit nicht ein „Viergelenkstab“, wie in Bild 7b angedeutet, entsteht.



**Bild 7.** Statische Modelle für einen aus der Fachwerkebene heraus instabil werdenden Druckstab: a) Knotenkonstruktion ausreichend kompakt: Modell „Zweigelenkstab“ mit Instabilitätsform „Stabknicken“, b) Knotenkonstruktion nicht ausreichend kompakt: Modell „Viergelenkstab“ mit Instabilitätsform „lokales antisymmetrisches Knickbeulen plus globale Starrkörperverdrehung oder -verschiebung des Stabes“  
**Fig. 7.** Structural models for a compression member becoming unstable perpendicular to the truss plane: a) node construction sufficiently compact: model „two-hinged member“ with instability mode „column buckling“, b) node construction not sufficiently compact: model „four-hinged member“ with instability mode „local anti-symmetric column/plate buckling plus global rigid body rotation or displacement of the member“

Die Verfasser sind nicht der Meinung, dass für jeden Fachwerkknoten explizit ein Beulsicherheitsnachweis geführt werden muss, schon gar nicht ein FEM-Nachweis (siehe hierzu weiter unten). Es reicht in der Regel aus, bei der Anfertigung der Ausführungszeichnungen einfach qualitativ „so kompakt wie möglich“ zu konstruieren. Dabei müssen allerdings beide bereits genannten Kriterien für die Kompaktheit beachtet werden, nämlich:

- Knotenbleche so kurz wie möglich ausbilden
- Knotenbleche gegeneinander versteifen.

Um die Kompaktheit bezüglich Instabilität aus der Fachwerkebene heraus beurteilen zu können, empfiehlt es sich, Knoten nicht nur in der Ansicht darzustellen, sondern auch in Schnitten parallel zur Stabachse. Man betrachte z. B. Bild 2: Die gefährliche Schlankheit der Knotenkonstruktion wird erst im Schnitt AA wirklich augenfällig.

Für die Knoten der Druckstrebe in Bild 2 wurden von den Verfassern beispielhaft „kompakte“ Varianten konstruiert. Bei ihnen sind die nicht anliegenden Kastenwandbleche  $30 \times 295$  zwischen die Knotenbleche geführt (mit U-förmigen Ausnehmungen für die Schraubenmontage), die anliegenden Kastenwandbleche  $30 \times 350$  so weit wie möglich an die Systempunkte herangeführt (mit Eckabschnitten) und für die Schraubenlochbilder Mindestabstände gewählt. Bei sonst identischem FE-Modell liefert eine analog zu Abschnitt 3.1 durchgeführte Stabilitätsanalyse nun lokales antisymmetrisches Knotenblechbeulen als Eigenform erst bei  $N_{\text{eig}} = \text{ca. } 43000 \text{ kN}$ , praktisch gleichzeitig mit der ersten globalen Stabknick-Eigenform. Das bedeutet, dass bei dieser Knotenausbildung eine routinemäßige stabstatische Knickbemessung der Druckstrebe nach DIN 18800-2, also entweder nach dem Ersatzstabverfahren mit  $s_K = 0,9 \ell$  in der Fachwerkebene und  $s_K = 1,0 \ell$  aus der Fachwerkebene heraus oder mit sinusförmiger Vorkrümmung in beiden Richtungen, eindeutig sicher wäre.

##### 4.2 Zur rechnerischen Überprüfung der Beulsicherheit

Ist man sich in Zweifelsfällen nicht sicher, ob die gewählte konstruktive Ausbildung „kompakt genug“ ist, so muss man selbstverständlich die Beulsicherheit der Knotenbleche rechnerisch überprüfen. Dabei ist es nicht das Wichtigste, so genau wie möglich zu rechnen, sondern vielmehr, die antisymmetrische lokale Knickbeulfigur, wie sie sich in Bild 3a und 3b darstellt, vor Augen zu haben. Würde man beispielsweise beim Aufbau eines FE-Strukturmodells die Symmetrie zur Fachwerksystemebene berücksichtigen, so liefe man Gefahr, die antisymmetrische Knickbeulfigur von vornherein auszuschließen. Man würde dann für die Knotenkonstruktion des Bildes 2 unter Umständen das lokale symmetrische Beulen entsprechend Bild 3c als niedrigste Eigenform erhalten und die eigentliche Beulgefahr gar nicht erkennen.

Für die Überprüfung der antisymmetrischen Knickbeulsicherheit sind nach Meinung der Verfasser in den meisten Fällen vereinfacht-konservative Ingenieurmodelle ausreichend. Dabei ist es naheliegend, die Ähnlichkeit zum Knicken direkt mit Hilfe eines lokalen Knickstabmodells zu erfassen. In Bild 8 ist eine solche Vorgehensweise am Beispiel des unteren Fachwerkknotens von Bild 2 skizziert. Jenseits der Verbindungslinie zwischen den Enden der beiden Rippen (in Bild 8 als „Vorderkante der Eckplatte“ bezeichnet) wirkt das Knotenblech, zusammen mit dem ange-

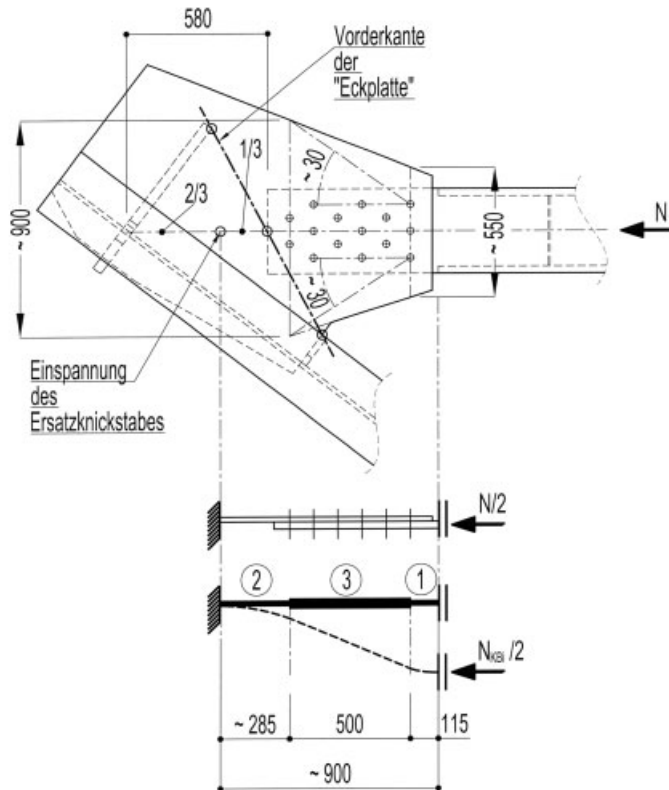


Bild 8. Lokales Ersatzknickstabmodell für antisymmetrisches Knickbeulen der Knotenbleche am Beispiel des unteren Fachwerkknotens von Bild 2

Fig. 8. Local equivalent column model for anti-symmetric column/plate buckling of the gusset plates, exemplified with support node of Fig. 2

geschraubten Anschlusslappen der Druckstrebe, quasi wie eine einachsig gespannte Platte, die unmittelbar als Knickstab aufgefasst werden kann. Dieser lokale Ersatzknickstab muss in den Bereich der zweiachsig tragenden eigentlichen „Knotenblech-Eckplatte“ hinein verlängert werden. Er wird hier näherungsweise im 1/3-2/3-Punkt des Abstandes bis zum Fachwerksystempunkt als eingespannt angenommen. Daraus entsteht der in Bild 8 unten herausgezogene „lokale Ersatzknickstab“ mit einer Länge von ca. 900 mm. Er erhält in Analogie zum Eulerfall VI am Beginn des Starrkörper-Kastenprofils ein Transversalgelenk (vgl. 3.1 und Bild 4).

Der lokale Ersatzknickstab hat drei Steifigkeitsbereiche (vgl. Bild 8): (1) der Anschlusslappen  $30 \times 350$  mm; (2) das Knotenblech  $t = 20$  mm mit einer mitragenden Breite  $b_{m2}$ ; (3) das verschraubte Paket Anschlusslappen plus Knotenblech mit einer mitragenden Breite  $b_{m3}$ . Die mitragende Breite des Knotenblechs für die Druckkraft erhält man näherungsweise mittels  $30^\circ$ -Verteilung von der ersten Schraubenreihe an. Sie ist aber nicht automatisch identisch mit der für die Biegesteifigkeit mitragenden Breite, die man zur Ermittlung der Verzweigungsdruckkraft des Ersatzknickstabes benötigt. Die Trägheitsmomente der drei Steifigkeitsbereiche berechnen sich mit den in Bild 8 eingetragenen Maßen näherungsweise wie folgt:

$$J_1 = 3,0^3 \cdot 35,0/12 = 78,8 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = 2,0^3 \cdot 90,0/12 = 60,0 \text{ cm}^4$$

$$J_3 \geq 78,8 + 2,0^3 \cdot 0,5 \cdot (55,0 + 90,0)/12 \cong 130 \text{ cm}^4$$

$$J_3 \leq 5,0^3 \cdot 35,0/12 + 2,0^3 \cdot [0,5 \cdot (55,0 + 90,0) - 35,0]/12 \cong 390 \text{ cm}^4.$$

Die beiden für  $J_3$  angegebenen Grenzwerte beschreiben zum einen rein additives Zusammenwirken der 20- und 30-mm-Bleche, zum zweiten komplettes Zusammenwirken im Sinne eines 50-mm-Blech. Die Realität der geschraubten Verbindung liegt dazwischen. Eine Eigenwertanalyse des derart definierten lokalen Ersatzknickstabes (z. B. mit RSTAB) liefert als niedrigsten Eigenwert

$$2039 \text{ kN} \leq (N/2)_{\text{eig1}} \leq 2502 \text{ kN},$$

also als Näherungswert für die ideale Knickbeulkraft der Druckstrebe

$$N_{\text{KBi}} \cong 2 \cdot 0,5 \cdot (2039 + 2502) \cong 4500 \text{ kN}.$$

Man erkennt im Vergleich zu den FEM-Ergebnissen in Abschnitt 3.1, dass sich mit einem solch einfachen lokalen Ersatzknickstabmodell die Gefährdung von Knotenbereichen durch lokales antisymmetrisches Knickbeulen zuverlässig abschätzen lässt. Der Schätzwert liegt sogar, obwohl der Ersatzknickstab mit Transversalgelenk eher der 2. Eigenform mit  $N_{\text{eig2}} = \text{ca. } 6300 \text{ kN}$  entspricht, noch unter der 1. Eigenform mit  $N_{\text{eig1}} = \text{ca. } 4750 \text{ kN}$ . Offenbar kompensiert die vorsichtige Annahme des Ersatzknickstab-Einspannpunktes bei 1/3-2/3 innerhalb der Eckplatte die Tatsache, dass mit dem einfachen Transversalgelenk am Kastenprofil die zusätzliche Abtriebskraft des sich schräg stellenden Kastenprofils nicht erfasst werden kann. Es empfiehlt sich demnach, bei derartigen Überprüfungen der Knickbeulsicherheit die Länge des lokalen Ersatzknickstabes eher etwas zu groß anzusetzen.

## 5 Fazit

Die Geschichte des Ingenieurwesens ist geprägt durch Versuch und Versagen. Das „Erfinden“ neuer Konstruktionen und das Wagnis von Erkenntnisprüngen ist stets mit dem Risiko des Scheiterns in Form von Bauteilversagen und schweren Unfällen verbunden gewesen. Die Neuzeit mit modernen Berechnungsmethoden und systematischen Laborversuchen zur Ergründung des Verhaltens unerprobter oder neuer Werkstoffe und Bauteile hat diese tragischen Begleiterscheinungen des Fortschritts der Ingenieurkunst auf ein zeitgemäßes Minimum reduziert.

Umso mehr ist „Forensic Engineering“ [6] für jene Bauunfälle notwendig, deren Auftreten für alle Beteiligten umso überraschender geschieht, da vermeintlich alle denkbaren Sicherheitsvorkehrungen sowie sorgfältigste Planung und genaueste Dokumentationen vorgelegen haben. Forensic Engineering verfolgt hier den Zweck, die Ursachen des Versagens in seinen technisch-physikalischen Mechanismen zu identifizieren und damit Hinweise auf die Verbesserung von technischen Regeln oder Konstruktionsprinzipien zu geben (Bild 9).

Die Lehren aus dem beschriebenen Bauunfall mit seinem ungewöhnlichen Stabilitäts-Versagensmechanismus liegen auf der Hand: Eine Rückbesinnung auf tradierte Konstruktionsprinzipien für den Entwurf von Anschlussknoten in Fachwerken und anderen Stabwerken ist dringend geboten. Neben dem allgemeinen Postulat der Kompaktheit ist es ebenso notwendig, in naher Zukunft Handreichungen für die Konstruktionspraxis zu entwickeln, die sichere Entwürfe einfach umsetzbar machen.

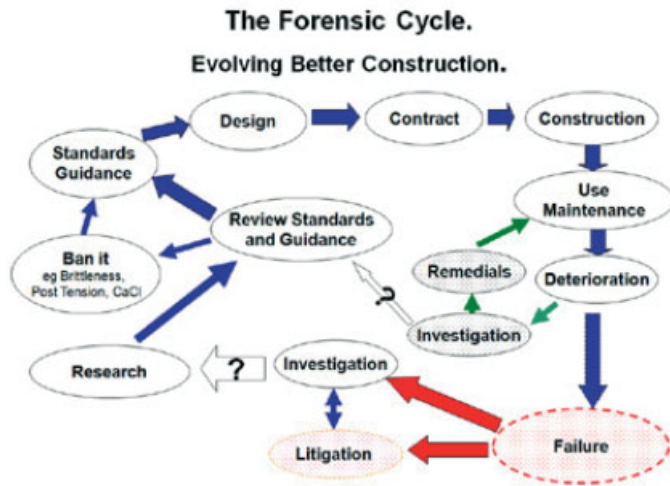


Bild 9. Erkenntnisprozess unter Einbeziehung von Schadensfällen (entnommen aus [6])

Fig. 9. Cognitive process by including cases of failure (taken from [6])

Da sich die heute leider weit verbreitete Trennung zwischen „Systemstatik“ und „Detailstatik“ nicht unmittelbar und rasch beseitigen lässt, sollten die beschriebenen Erkenntnisdefizite durch eine systematische Untersuchung gebräuchlicher Anschlusskonstruktionen nachhaltig aufgeheilt werden. Es kann nach Einschätzung der

Autoren sicher nicht gewünscht sein, eine Verdichtung von Normung oder sonstiger Kodifizierung anzustreben. Vielmehr sind wieder Beispiele und Anregungen für praktikable und in allen Belangen funktionsfähige Knoten im Sinne der bekannten Lehrbücher vorzulegen.

#### Literatur

- [1] Schaper, G.: Feste stählerne Brücken, 6. Auflage. Berlin: Verlag Ernst & Sohn 1934 (zuerst 1908 erschienen unter dem Titel „Eiserne Brücken“).
- [2] RFEM 3 – Finite-Elemente-Programm, Handbuch. Tiefenbach: Ing.-Software Dlubal GmbH 2008.
- [3] Petersen, Ch.: Stahlbau – Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. Braunschweig: Friedr. Vieweg & Sohn 1988.
- [4] ANSYS 10.0 – Finite-Elemente-Programm, Theory and Elements Manual. Canonsburg/USA: ANSYS Inc. 2006.
- [5] DIN EN 1993-1-6: Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-6: Festigkeit und Stabilität von Schalen (Hrsg.: NABau im DIN). Berlin: Beuth-Verlag 2007.
- [6] Wood, J.: Spreading the word: How can we learn from failure. Bridge Design & Engineering 2008, Issue 52, p. 42–43.

#### Autoren dieses Beitrages:

Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. Herbert Schmidt, Dr.-Ing. Peter Swadlo,  
Ingenieurbüro Prof. Schmidt & Partner, Kruppstraße 98, 45145 Essen  
Prof. Dr.-Ing. Michael Fastabend, Dipl.-Ing. Hans-Gerd Lommen,  
Ingenieurbüro DOMKE Nachf., Mannesmannstraße 161, 47259 Duisburg