

Sicherheitsbetrachtungen beim Beulen von Kastenträgern

Autor(en): **Dubas, P.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **92 (1974)**

Heft 33

PDF erstellt am: **27.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-72433>

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.

Sicherheitsbetrachtungen beim Beulen von Kastenträgern

Von Prof. Dr. P. Dubas, Zürich¹⁾

DK 624.04:624.075.4

Einleitung

In den Jahren 1969 bis 1971 sind drei grosse Stahlbrücken während der Montage eingestürzt, eine weitere ist beschädigt worden. Diese Tragwerke besitzen ein gemeinsames Merkmal: ihre Hauptträger sind kastenförmig ausgebildet. Da die Einstürze an anderer Stelle ausführlich beschrieben sind [1], soll als *Einleitung* nur eine Zusammenfassung gegeben werden, wobei die Unfälle nicht chronologisch, sondern nach den Einsturzursachen eingereiht werden.

Am 2. Juni 1970 ist eine der 77 m langen Öffnungen der Brücke in *Milford Haven* (Wales) während des Freivorbau des letzten Montageelementes eingeknickt. Bis zum Aufprall auf den Boden hat sich der Kragarm als starrer Körper über dem Pfeiler gedreht, so dass die Einsturzursachen in diesem Bereich zu suchen sind. Nach Ansicht des Experten [2] war der Stützenquerschott ungenügend bemessen und ungünstig versteift; zudem bewirkt die Schrägstellung der Stehbleche des einzelligen trapezförmigen Hauptträgers waagrechte Druckspannungen im Querschott. Das Ausfallen des die Auflagerkräfte einleitenden Querschottes führte zwangsläufig zum Ausbeulen der angrenzenden Gurt- und Stehbleche und damit zur Bildung eines Gelenkes über dem Pfeiler. Dieser Unfall hat somit nur indirekt mit dem Beulen von Kastenträgern zu tun; er bestätigt allerdings, dass die Krafteinleitungsprobleme mit grösster Sorgfalt zu verfolgen sind, weil sie oft, auch in unserem Land, zu Unfällen bei Gerüsten oder anderen Konstruktionen geführt haben.

Die Montageunfälle bei der *West Gate Bridge* in Melbourne und bei der *Rheinbrücke Koblenz* werden gemeinsam behandelt, weil meiner Ansicht nach in beiden Fällen die konstruktive Ausbildung der Gurtblechstöße eine massgebende Rolle beim Versagen gespielt hat.

¹⁾ Vortrag, gehalten an der Studientagung der SIA-Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau (FBH), vom 20. und 21. Oktober 1972 in Zürich.

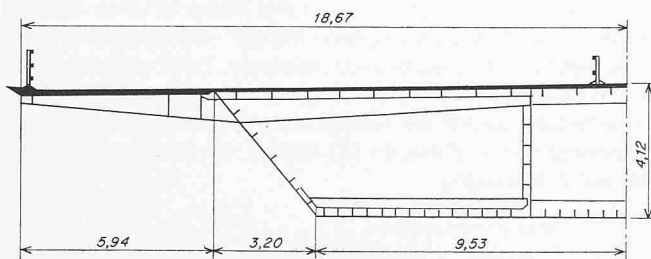


Bild 1. West Gate Bridge: Querschnitt einer Brückenhälfte

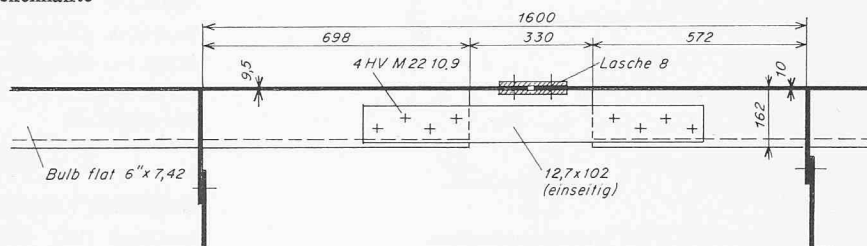


Bild 2. West Gate Bridge: Ausbildung der Fahrbahnquerstösse

Der Querschnitt der *West Gate Bridge* (Bild 1) ist als dreizelliger Kastenträger ausgebildet. Beim Einbau der beiden 112 m langen Endöffnungen wurde jeweils eine Brückenhälfte in ganzer Länge am Boden zusammengebaut und einzeln hochgehoben. In der eingestürzten, während der Montage frei aufliegenden Öffnung führten Ausführungsungenauigkeiten und ungleiche Belastungen zu einem max. Unterschied von rund 10 cm zwischen den Überhöhungen der angrenzenden Brückenhälften [3]. Um die Längs- und Querverbindungen ausführen zu können, wurde die zu hoch liegende Hälfte mit Betonblöcken belastet. Diese nicht programmgemässe Beanspruchung führte zu Ausbeulungen in den 3 m weit auskragenden Mittelteilen des Deckbleches, ohne allerdings zum Einsturz zu führen. Nach Ausgleich der Überhöhungsunterschiede konnten die Querrahmen angeschlossen und ein Teil der Längsverbindung geschraubt werden. In Trägermitte verhinderten die am freien Rand bis 8,5 cm betragenden Ausbeulungen diesen Längsanschluss; man verfiel auf die Idee, die Beulen durch Entspannen der entsprechenden Deckblechteile zu beseitigen, d.h. die Querstösse im auskragenden Teil zu öffnen. Als der obere Querstoss in Trägermitte bis 60 cm vor dem Innensteg gelöst war, pflanzte sich die Ausbeulung in die Seitenkasten hinein fort, was nach etwa 50 Min. zum Einsturz führte. Dabei hat sicher die konstruktive Ausbildung der Querstösse eine Rolle gespielt (Bild 2): die als Längssteifen wirkenden Flachwulststähle sind auf rd. 35 cm unterbrochen und durch einseitig angeordnete Flachstähle gestossen, die keine Verbindung mit dem Deckblech haben. Die Stosslaschen konnten somit seitlich ausknicken (Bild 3) und das Blech sich anschliessend falten.

Der einzellige Hauptträger der *Rheinbrücke Koblenz* ist beim Heben des letzten Montagestückes im Freivorbau eingestürzt, und zwar durch Einknickung des Bodenbleches im Bereich des kleinsten Querschnittes (Momentennullpunkt des fertigen Durchlaufträgers). Auch hier (Bild 4) waren die T-förmigen Längssteifen beim geschweissten Querstoss unterbrochen und durch Verbindungsstücke gestossen, die nicht mit dem Blech verschweisst waren; auf rund 50 cm war das Bodenblech somit nicht gestützt. Die nach dem Unfall durchgeführten Versuche [4] haben gezeigt, dass diese Diskontinuität der Längsversteifung, verbunden mit den bei einem Schweisstoss unvermeidbaren Anfangsverformungen, die Tragfähigkeit auf fast die Hälfte herabsetzt.

Die Lehre aus diesen zwei Unfällen ist somit, dass eine Diskontinuität der Längsversteifung, besonders im Bereich von Querstössen, auf alle Fälle zu vermeiden ist. Mit der Beul-

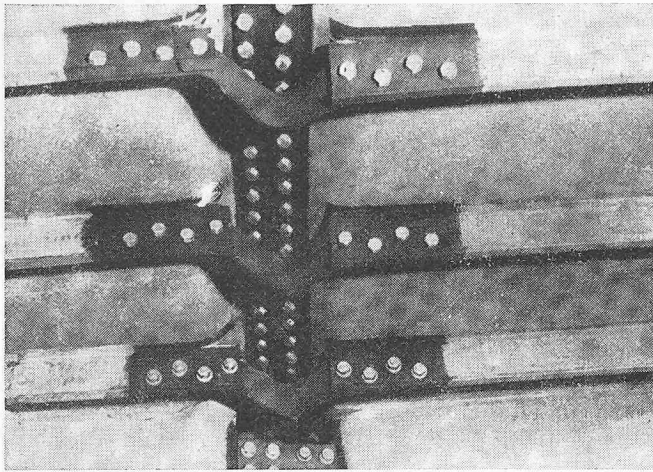


Bild 3. West Gate Bridge: Ausgelenkte Stosslaschen

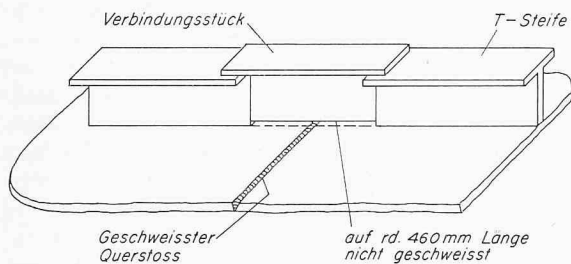


Bild 4. Rheinbrücke bei Koblenz, Untergurtquerstösse

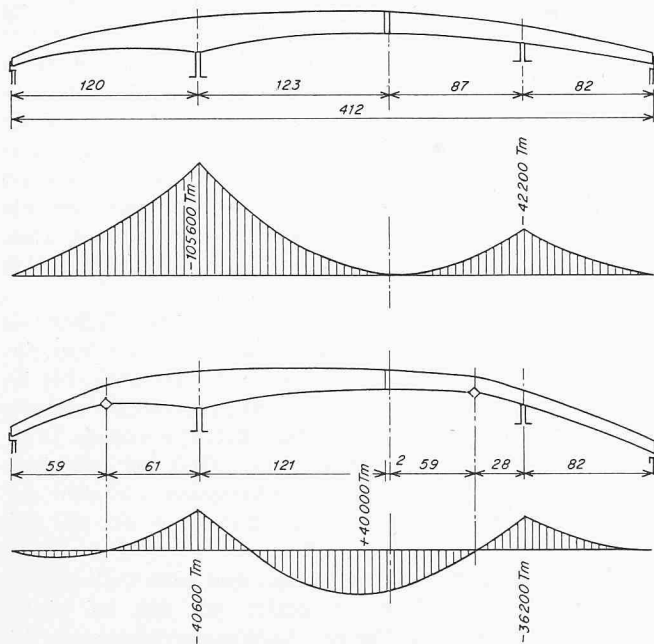


Bild 5. Donaubrücke Wien: Momentenflächen unter Eigengewicht vor und nach der Beschädigung

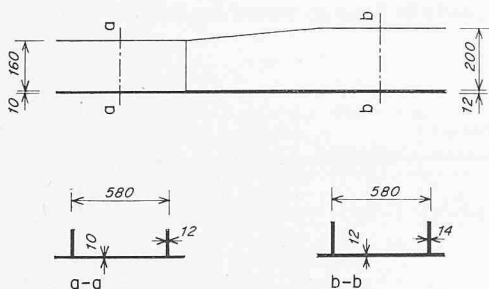


Bild 6. Donaubrücke Wien, Untergurtquerstösse

theorie, bei der eine kontinuierliche Versteifung vorausgesetzt ist, hat diese Erkenntnis mehr konstruktiver Natur wenig zu tun.

Beim Montageunfall der *Praterbrücke Wien* sind die äusseren Umstände denjenigen in Koblenz ähnlich. Der Freivorbau von beiden Seiten aus war gerade beendet und das Schlussstück eingesetzt, allerdings ohne die eigentlichen Gurtbleche. Die Montageregulierung durch Absenken über den Pfeilern war aber noch nicht durchgeführt, so dass die Momentenfläche noch dem Freivorbauzustand entsprach (Bild 5, oben). Zwängungsspannungen infolge Temperatureinwirkungen nach dem Zusammenschliessen waren die unmittelbare Ursache von zwei Knickstellen (Bild 5, unten) im Bereich der Minimalquerschnitte. Da die ausgebeulten Bodenbleche und Stehbleche keinen nennenswerten Biege Widerstand mehr besitzen, wirkte das beschädigte Tragwerk als Gerberträger [5]. Im Bereich des Schlussstückes, wo nur die Stehbleche und die Gurtansätze eingebaut waren, konnte das anfallende hohe Moment noch knapp aufgenommen werden; es kam hier zur Bildung plastischer Verformungen. Die beschädigten Stellen konnten verhältnismässig leicht ersetzt werden [6] und die Brücke ist in der Zwischenzeit dem Verkehr übergeben worden. Nach Ansicht der Experten [7] haben neben den erwähnten Temperatureinwirkungen folgende Einflüsse mitgewirkt: Unterschätzung der Momente aus Eigengewicht, verminderte Tragfähigkeit der Längssteifen im Bodenblech, einmal wegen ihrer Ausbildung als kippfähige Flachstäbe (Bild 6), zudem durch unberücksichtigte Exzentrizitäten (Querschnittsänderungen) und Verformungen (Schrumpfwirkungen). Unter den tatsächlich vorhandenen Druckbeanspruchungen sank die mit min. 1,25 nachgewiesene Beulsicherheit des Bodenbleches auf praktisch eins.

Überkritisches Verhalten von druckbeanspruchten Platten

Dies hätte aber nicht unbedingt zu Beschädigungen führen müssen: Bild 7 zeigt das unterschiedliche Verhalten des Knickstabes, der druckbeanspruchten Platte und des längsgedrückten Zylinders [8]. Beim Knickstab führt das Erreichen der kritischen Spannung zum Zusammenbruch. Beim Zylinder kommt es sogar zu einem Durchschlagen der Gleichgewichtslage, so dass die Spannungen im überkritischen Bereich bedeutend kleiner als die theoretische Beulspannung ausfallen; bei Zylindern mit Imperfektionen, wie sie bei industriemässiger Herstellung immer vorkommen, beginnt das Durchschlagen lange vor dem Erreichen der kritischen Spannung, und diese theoretische Beulspannung verliert jede praktische Bedeutung. Bei der längsgedrückten, an den vier Rändern gelagerten Platte ist dagegen eine Erhöhung der Tragfähigkeit nach dem Ausbeulen durch Spannungumlagerung möglich; im Bereich endlicher Beulverformungen, d.h. im sog. überkritischen Bereich, werden die Beanspruchungen infolge Membranwirkungen umgelagert. Die ausgebeulten mittleren Teile entziehen sich der Kraftaufnahme, während die Randstreifen im Erschöpfungszustand gerade die Fließgrenze σ_F erreichen. Nach einer Näherung von v. Kármán [9] beträgt die mittlere Spannung bei der Erschöpfung

$$\sigma_{Er} = \sqrt{\sigma_{kr} \sigma_F}$$

wobei σ_{kr} die klassische Beulspannung der linearen Theorie bedeutet. Üblicherweise führt man an Stelle der über die Plattenbreite gleichmässig verteilt gedachten Erschöpfungsspannung σ_{Er} eine mitwirkende Breite b_r ein, die durch die Grössen σ_F gleichmässig beansprucht sein soll und sich somit ergibt zu

$$b_r = b \sqrt{\sigma_{kr} / \sigma_F}$$

Zahlreiche Versuche haben die Brauchbarkeit dieser Näherung bestätigt [10]. Das Verhältnis $\sigma_{Er} / \sigma_{kr} = \sqrt{\sigma_F / \sigma_{kr}}$ drückt das

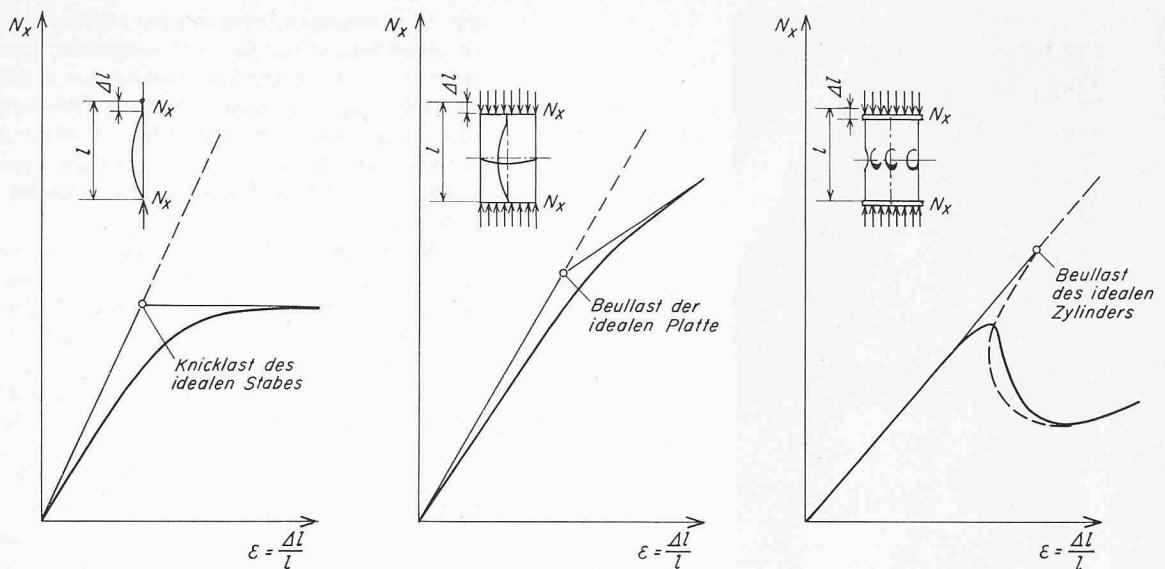


Bild 7. Überkritisches Verhalten des Knickstabes, der Platte und des Zylinders

Ausmass der überkritischen Reserven aus; diese nehmen mit zunehmender Plattenschlankheit auch zu.

Im Falle der Donaubrücke, mit einem Verhältnis der Plattenbreite zur Bleckdicke von 58, hätte diese Reserve bei St 44 etwa 20% betragen sollen, dies unter der Voraussetzung, dass sich die Teilfelder einer längsversteiften Platte im überkritischen Bereich wie eine geometrisch gleiche Einzelplatte verhalten. Man nimmt somit an, dass die Längssteifen auch im überkritischen Bereich, bis zur Erschöpfung, voll wirksam bleiben.

In der klassischen Beultheorie ergibt sich die erforderliche Mindeststeifigkeit einer Längssteife aus der Bedingung, dass die Beulform mit verbogener Steife dem Beulwert k entspricht, den die höhere natürliche Beulform mit Knotenlinie längs der Steifenachse besitzt. Eine längsgedrückte quadratische Platte, z.B. mit einer einzigen Steife der Mindeststeifigkeit γ^* versehen, beult bei $k = 16$ entweder nach Form a mit ausgebogener Steife oder nach Form b in zwei Halbwellen über die Plattenbreite aus (Bild 8).

Versuche an längsversteiften Biegeträgern [11, 12] haben allerdings gezeigt, dass die nach der klassischen Theorie der Mindeststeifigkeit bemessenen Aussteifungen im überkritischen Bereich nicht gerade bleiben und somit nicht bis zur Erschöpfung voll wirksam sind. Massonet [11] hat deshalb schon vor 20 Jahren vorgeschlagen, die theoretischen γ^* -Werte, wie sie z.B. in den bekannten Tafeln von Klöppel [13] enthalten sind, mit einem Korrekturfaktor von 3 bis 5 zu multiplizieren, wenn man die volle Tragfähigkeit im überkritischen Bereich erreichen will. Eine ungenügende Steifigkeit der Stehblechsteifen eines Blechträgers führt allerdings kaum zu einem grossen Abfall der Traglast, weil der Biege widerstand hauptsächlich durch die Gurte gegeben ist.

Bei den Kastenträgern, dagegen, ist das Beulverhalten des druckbeanspruchten Gurtbleches für die Traglast massgebend; um die auch in der SIA-Norm Nr. 161 zugelassenen geringen Sicherheitsgrade gegen Beulen anwenden zu dürfen, sind somit ein befriedigendes Verhalten im überkritischen Bereich und eine genügende überkritische Tragreserve unbedingt erforderlich. Die Hauptfrage, die sich hier stellt, ist somit diejenige der Bemessung der Längssteifen der Druckbleche.

Versuche an Kastenträgern

Nach der Bekanntgabe des Schadensfalles der Donaubrücke sind am Institut für Baustatik und Stahlbau der ETHZ

vier Modellträger untersucht worden [14]. Zwei Träger hatten 800 mm breite und 3 mm starke Druckbleche mit drei Längssteifen, die zwei anderen 600 mm breite und 4 mm starke Bleche mit zwei Steifen, so dass die Teilfeldbreiten von 200 mm und die Gurtflächen gleich waren. Für den einen Träger jeder Serie waren die Längssteifen ungefähr nach der theoretischen Mindeststeifigkeit γ^* bemessen, während der andere Träger etwa viermal steifere Längsrippen besass. Nach der linearen Beultheorie hätten sich die beiden Träger gleich verhalten sollen, zieht doch eine Erhöhung des Steifigkeitswertes über die Mindeststeifigkeit definitionsgemäss keine Vergrösserung der Beulwerte mit sich. In Wirklichkeit haben sich die beiden Träger einer Serie ganz anders verhalten.

Wir betrachten als Beispiel die Versuchsträger A₁ und A₂ mit 800 mm Gurtbreite und 3 mm Blechstärke. Die Belastung wurde durch zwei symmetrisch angeordnete Pressen angebracht, so dass die Querschnitte im Messbereich auf reine Biegung beansprucht waren. Beim Träger A₂, d.h. beim Träger mit der theoretischen Mindeststeifigkeit, hat sich eine einzige grosse Beule über die Gurtbreite ausgebildet. Die aus Flachstählen bestehenden Längssteifen haben diese Verbiegung mitgemacht und sind somit sinusartig ausgeknickt (Bild 9); ihr Biege widerstand ist aber nicht durch sekundäre Instabilitätserscheinungen wie Kippen bzw. Beulen vermindert worden. Die Steifen haben sich daher an sich befriedigend verhalten, waren aber zu weich um Knotenlinien der Beulfigur erzwingen zu können. Dies geht deutlich aus dem Verlauf der Vertikalauslenkungen in Funktion der Pressenkraft hervor (Bild 10): die Verschiebungen der Punkte I, II und III in den Steifenachsen verlaufen ähnlich wie diejenigen eines Zwischen-

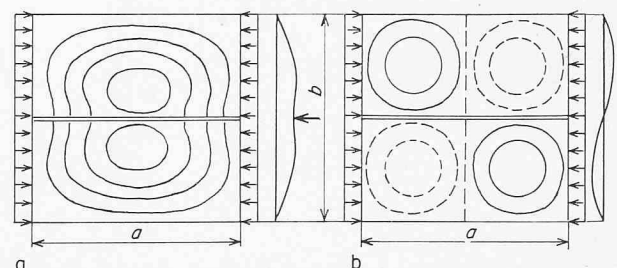


Bild 8. Symmetrisches (a) und antisymmetrisches (b) Beulen einer längsversteiften Platte

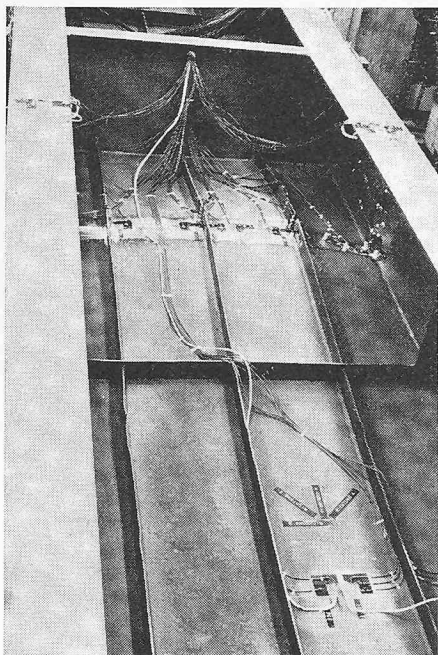


Bild 9. Innenansicht Versuchsträger A2

punktes A. Die anfänglichen Unebenheiten betragen im Mittel rund 3 mm und erreichen somit die Blechstärke, wie dies auch bei Grossausführungen der Fall sein kann. Mit zunehmender Belastung wachsen die Auslenkungen zuerst langsam an; ab etwa 5 t verflachen dagegen die Kurven und die Erschöpfung wird schon bei rund 8 t erreicht. Die der kritischen Spannung der klassischen Beultheorie entsprechende Belastung sollte aber um 30 % höher liegen: eine Sicherheitsmarge durch überkritische Reserven fehlt also vollständig, im Gegenteil, das Bruchmoment erreicht knapp das mit dem normenmässigen Sicherheitsgrad ermittelte zulässige Moment. Der ausgebeulte Querschnitt trägt zudem die Erschöpfungslast nicht weiter, so dass sich kein plastisches Moment im Sinne des Traglastverfahrens sondern eher ein richtiges Gelenk ohne Biege Widerstand ausbildet.

Die Spannungsumlagerung bei steigender Belastung ist aus der Verteilung der Längsdehnungen im Messquerschnitt ersichtlich (Bild 11). Bei kleiner Last sind die Dehnungen, als Mittelwerte zwischen Blechinnen- und Blechaussenseite gemes-

sen, in Übereinstimmung mit der klassischen Biegelehre nahezu gleichmässig verteilt. Mit steigender Last bildet sich in Feldmitte eine ausgeprägte Tasche; am Schluss nehmen hier die Dehnungen bei weitersteigender Belastung sogar ab. Der Spannungs- bzw. Dehnungsverlauf ist somit demjenigen einer unversteiften Platte ähnlich, wobei die Erschöpfung durch Fliessen der den Stehblechen angrenzenden Randfaser eingeleitet ist.

Beim Träger A₁, mit den viermal steiferen Rippen, ist dagegen die Dehnungsverteilung bis zur Erschöpfung nahezu gleichmässig (Bild 12); wohl bilden sich Girlanden zwischen den Steifen, so dass jedes Teilfeld — nicht mehr die Gesamtplatte — die Verteilung einer unversteiften Platte zeigt. In den Steifenachsen erreichen allerdings die Dehnungen nicht ganz die Werte der Randdehnungen. Ein Vergleich zwischen der theoretisch möglichen Erschöpfungslast und der versuchsmässig ermittelten von 12,5 t zeigt, dass der für die Bemessung des Versuchsträgers gewählte Vergrösserungsfaktor von 4 für die Rippensteifigkeit noch nicht optimal ist; ein Multiplikator von 5 wäre wahrscheinlich noch besser. Allerdings ist schon die Versuchsplatte eindeutig in Einzelbeulen mit Knotenlinien bei den Steifen ausgebeult, d.h. genau in der Form, die dem max. Beulwert entspricht; dies obwohl die anfänglichen Auslenkungen nach einer Halbwelle über die Gesamtbreite verlaufen.

Das Diagramm der Vertikalauslenkungen in Funktion der Pressenkraft (Bild 13) zeigt das unterschiedliche Verhalten der Punkte III und VI in den Steifenachsen und der Zwischenpunkte IV und V. Bei den Steifen bleiben die Auslenkungen praktisch konstant, nehmen anfänglich sogar ab. Im Teilfeld ist der Zuwachs im unterkritischen Bereich, d.h. unterhalb der kritischen Beulspannung, gering; im überkritischen Bereich beschleunigt sich die Zunahme infolge der Beanspruchungsumlagerung durch Membranwirkung. Im Unterschied zum Versuch A₂ ist bei A₁ die dem überkritischen Bereich entsprechende Reserve bedeutend. Dieses günstigere Verhalten erklärt auch die Vergrösserung der Erschöpfungslast von 8 t auf 12,5 t, d.h. um 55%. Berücksichtigt man die vom Gurtblech selbst aufgenommene Druckkraft (ohne Steganteile), so beträgt die Zunahme sogar 80%. Mit einem Mehrgewicht von nicht einmal 2%, am richtigen Ort angebracht, hat man somit die Tragfähigkeit nahezu verdoppeln können. Dabei beträgt der Mehrpreis noch weniger als 2%, bleiben doch die Bearbeitungskosten praktisch die gleichen.

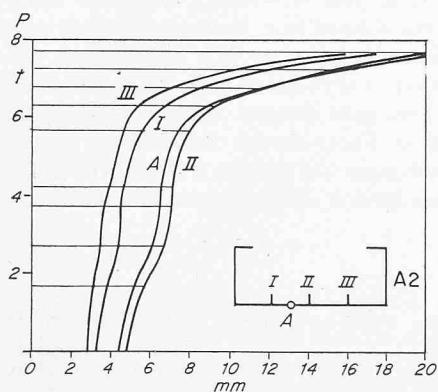


Bild 10. Versuchsträger A₂: Verlauf der Vertikalauslenkungen in Funktion der Pressenkraft

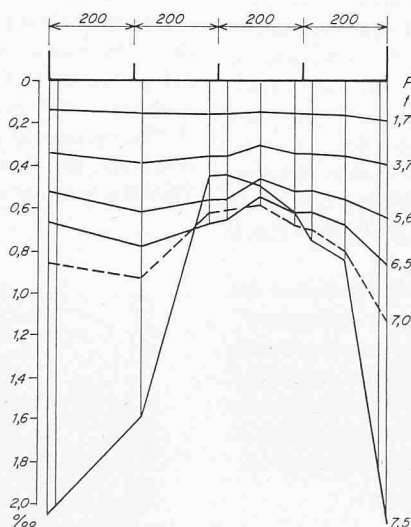


Bild 11. Versuchsträger A₂: Verteilung der Längsdehnungen für verschiedene Laststufen

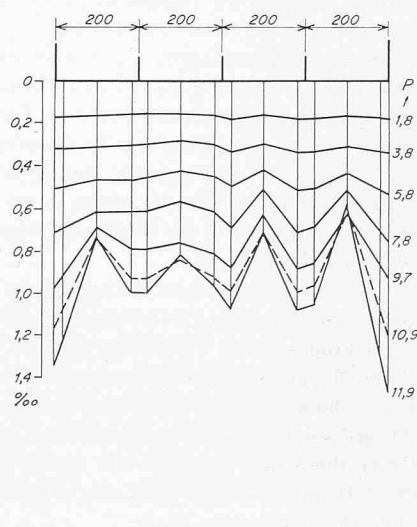


Bild 12. Versuchsträger A₁: Verteilung der Längsdehnungen für verschiedene Laststufen

Die Auswertung der vier Versuche zeigt, dass man bei längsversteiften Gurtblechen ein befriedigendes überkritisches Verhalten erhält, wenn man die nach der klassischen Beultheorie ermittelten Steifigkeitswerte γ mit einem Faktor von rund 5 multipliziert; beim Beulnachweis einer gegebenen Konstruktion ist entsprechend nur 1/5 der vorhandenen Steifigkeit in Rechnung zu stellen. Die Erschöpfungsspannung erreicht dann, wie bei einer unversteiften Platte, den Wert $\sqrt{\sigma_{kr} \sigma_F}$, wobei die kritische Spannung σ_{kr} von der Art der Versteifung und von den geometrischen Grössen abhängt. Selbstverständlich sind noch weitere Versuchsergebnisse nötig, um diese Bemessungsregel zu erhärten.

Schlussfolgerungen

Wie sind nun diese aus den Schadensfällen und aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse in der Konstruktionspraxis zu verwerten?

Vom konstruktiven Standpunkt aus ist zuerst die Notwendigkeit einer sorgfältigen Untersuchung der Krafteinleitungs- und -übertragungsprobleme zu unterstreichen. Für die Längssteifen sind Unterbrechungen ihrer Verbindungen mit dem versteiften Blech strikte zu vermeiden, dies besonders im Bereich von Querstössen.

Beim *Beulsicherheitsnachweis* ist das tatsächliche Verhalten im überkritischen Bereich zu beachten. In der Norm SIA Nr. 161 sind nur Sicherheitsgrade bezüglich der kritischen Spannung der klassischen Beultheorie vorgeschrieben. Diese Sicherheiten sind niedrig angesetzt, weil sie nur bei Tragwerken mit ausreichenden überkritischen Reserven angewendet werden dürfen. Man kann sich fragen, ob es nicht zweckmässiger wäre, auf die Sicherheit bezüglich σ_{kr} überhaupt zu verzichten und den Sicherheitsnachweis nur auf die Erschöpfung der Tragfähigkeit zu beziehen.

Persönlich bin ich nicht dieser Meinung: wenn wir den Verlauf der Beulauslenkungen in Funktion der Belastung (Bild 13) betrachten, sehen wir, dass zwei Grenzzustände zu berücksichtigen sind. Beim ersten Knick, d.h. etwa in der Höhe der klassischen Beulspannung σ_{kr} beginnen die Verformungen schneller anzuwachsen; die Tragfähigkeit ist wohl noch nicht erschöpft, aber die *Gebrauchsfähigkeit* der Konstruktion ist schon in Frage gestellt. Der zweite Grenzzustand ist durch das Erreichen der *Traglast* festgelegt.

Welcher dieser beiden Zustände soll nun als für die Bemessung massgebend angesehen werden? In der europäischen Stahlbaupraxis ist es üblich, die Gebrauchsfähigkeit als Hauptkriterium zu wählen. So wird beim Zugstab die Sicherheit auf die Fließgrenze, d.h. auf das Auftreten grösserer Verformungen, und nicht auf die Bruchfestigkeit bezogen. Analog ist bei den Reibungsverbindungen mit HV-Schrauben eine Sicherheit gegen Gleiten vorgeschrieben, weil eine Gleitung um das Lochspiel zu bleibenden Verformungen führt und somit die Brauchbarkeit des Tragwerkes beeinträchtigt; ein Versagen tritt dagegen erst mit dem Erreichen der Zugfestigkeit im massgebenden Querschnitt des Grundmaterials oder durch Aufreißen der Randzone vor der ersten Schraube (Lochleibungsdruck) ein. Auch bei den Reibungsverbindungen wird somit die erhebliche Tragreserve des «Nachgleitbereiches» nur durch die Festsetzung einer relativ kleinen Sicherheit gegen Gleiten berücksichtigt.

Weil der erste Knickpunkt in Bild 13 keine eindeutige Grenze der Gebrauchsfähigkeit darstellt, sondern nur den Beginn grösserer Verformungen ankündigt, dürften bei Beulproblemen die Sicherheitsgrade bezüglich σ_{kr} noch reduziert werden, z.B. auf 1,0 oder sogar darunter, falls man zusätzlich auch die Sicherheit bezüglich der Erschöpfung der Tragfähigkeit kontrollieren und dabei einen Wert von rund 1,6 bis 1,7 einhalten würde. Diese doppelte Kontrolle würde den projektierenden Ingenieur zwingen, die überkritischen Reserven im

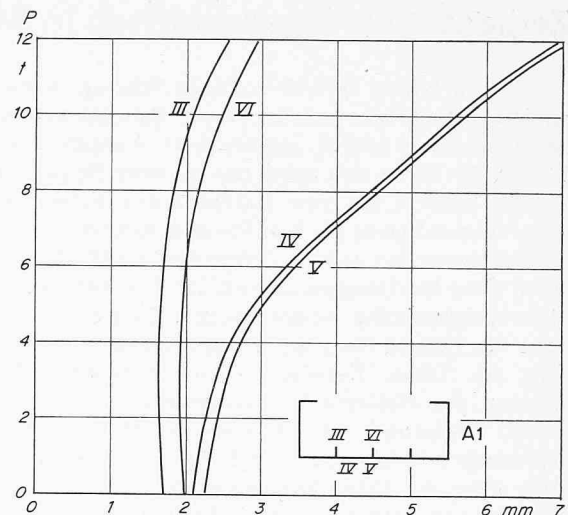


Bild 13. Versuchsträger A₁: Verlauf der Vertikalauslenkungen in Funktion der Pressenkräfte

Einzelfall *quantitativ* zu ermitteln. Die gefährliche Anwendung von kleinen Sicherheitsgraden auf Beulfälle ohne ausreichende Reserve im überkritischen Bereich, wie sie heute noch zu oft vorkommt, wäre damit unterbunden.

Literatur

- [1] R. Maquoi, Ch. Massonnet: Leçons à tirer des accidents survenus à quatre grands ponts métalliques en caisson. «Annales des Travaux Publics de Belgique», 1972, Nr. 2, S. 69; vergleiche auch «Costruzioni Metalliche», 1973, S. 84.
- [2] H. Shirley-Smith: Report on Collapse of Milford Haven Bridge (unveröffentlichter Expertenbericht).
- [3] Report of Royal Commission into Failure of West Gate Bridge, Melbourne 1971; C. H. Rixon, Gov. Printer, Publ. Nr. 7037/71.
- [4] W. H. Bisse: Zur Ursache des Stahlbrücken-Absturzes Koblenz-Horchheim. «Der Tiefbau», 1973, S. 12.
- [5] P. Cicin: Betrachtungen über die Bruchursachen der neuen Wiener Donaubrücke. «Der Tiefbau», 1970, S. 665.
- [6] R. Heckel: The Fourth Danube Bridge in Vienna – Damage and Repair. Developments in Bridge Design and Construction, S. 588, Crosby Lockwood, London 1971.
- [7] K. Sattler: Nochmals: Betrachtungen über die Bruchursachen der neuen Wiener Donaubrücke. «Der Tiefbau», 1970, S. 948.
- [8] K. Roik: gleicher Titel. «Der Tiefbau», 1970, S. 1152.
- [9] M. Esslinger: Eine Erklärung des Beulmechanismus von dünnwandigen Kreiszylinderschalen. «Der Stahlbau», 1967, S. 366.
- [10] Th. v. Kármán, E. E. Sechler, L. H. Donnell: The Strength of Thin Plates in Compression. «Trans. Americ. Soc. Mech. Engrs.», Vol. 54 (1932), S. 53.
- [11] F. Stüssi: Grundlagen des Stahlbaues. 2. Auflage, Springer Berlin 1971, S. 442.
- [12] Ch. Massonnet: Essais de voilement sur poutres à âme raidie. Abhandl. IVBH Band 14, Zürich 1954.
- [13] Ch. Massonnet, E. Mas, H. Maus: Essais de voilement sur deux poutres à membrures et raidisseurs tubulaires. Abhandl. IVBH Band 22, Zürich 1962.
- [14] D. R. J. Owen, K. C. Rockey, M. Skaloud: Ultimate Load Behaviour of Longitudinally Reinforced Webplates Subjected to Pure Bending. Abhandl. IVBH Band 30/I, Zürich 1970.
- [15] K. Klöppel, J. Scheer: Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, 1960.
- [16] K. Klöppel, K. H. Möller: Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten, II. Band. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, 1968.
- [17] P. Dubas: Essais sur le comportement post-critique de poutres en caisson raidies. IVBH, Berichte der Arbeitskommissionen, Band 11, Seminar London 1971, S. 367.

Adresse des Verfassers: Dr. Pierre Dubas, Professor für Baustatik und Stahlbau, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Rämistrasse 101, 8006 Zürich.