Zeitschrift: IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen

Band: 11 (1971)

Artikel: Vollwandträger: Berechnung im überkritischen Bereich

Autor: Basler, K.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-12055

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 20.08.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Vollwandträger: Berechnung im überkritischen Bereich

Plate-Girders: Design in the Post-Critical Range

Poutres à âme pleine: Calcul dans le domaine post-critique

K. BASLER
Dipl. Bauingenieur ETH/SIA
Zürich, Schweiz

In der Publikation*) "Vollwandträger, Berechnung im überkritischen Bereich" der Schweizer Stahlbau-Vereinigung hat der Autor die Resultate der theoretischen und der experimentellen Forschung, die in den Jahren 1957 bis 1960 im Fritz Engineering Laboratory der Lehigh University durchgeführt wurden, in einer für den schweizerischen Stahlbau nutzbaren Form zusammengestellt, begründet und darauf beruhende Bemessungsregeln aufgestellt.

Mit diesen Grossversuchen konnte man nicht nur zeigen, dass die Festigkeit eines Vollwandträgers in keiner Weise von der Beullast des Steges vorausgesagt werden kann, sondern auch belegen, dass Flanschen und Quersteifen Stegfunktionen übernehmen, indem sie einen Teil der Biegemomente und Querkräfte tragen. Dadurch entsteht aber ein neues Konzept für die Bemessung von Vollwandträgern, das hier dargestellt wird.

---

*) Diese Publikation ist bei der Schweizer Stahlbau-Vereinigung erhältlich.

BIEGUNG

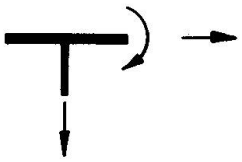
Im Gegensatz zu Walzprofilen sind Vollwandträger Bauglieder, deren Gestaltung dem entwerfenden Ingenieur noch offensteht. Bei vorwiegend auf Biegung beanspruchten Blechträgern wird er - um den Hebelarm der inneren Kräfte zu vergrössern - die Flanschen so weit wie möglich auseinander halten oder - bei gegebener Bauhöhe - möglichst viel Material aus dem Steg in die Flanschen verlegen.

Mit Hilfe der Beultheorie werden für diese Bemessungsaufgaben klare Grenzen gezogen. Dieser Theorie ist aber für den Trägersteg eine zu grosse Bedeutung beigemessen worden, denn die Biegetragkapazität eines Vollwandträgers ist erst erreicht, wenn einer seiner Flansche versagt.

Abgesehen vom Sprödbruch wird in einem Vollwandträger mit gleichen Gurtflächen stets der Druckflansch versagen. Daher wird in diesem ersten Teil, der sich mit der Biegekapazität befasst, die Stabilität des Druckgurtes im Vordergrund stehen.

Wird der Obergurt eines Vollwandträgers wie in Figur 1 als losgelöster Stab betrachtet, so hat dieser hinsichtlich Knicken drei Freiheitsgrade. Dementsprechend wird auch der Inhalt dieses ersten Teiles gegliedert.

Figur 1
Knickrichtungen



Um nun die Kapazität eines Trägers hinsichtlich Biegung zu ermitteln, bedarf es der Kenntnis über die kleinste der drei möglichen Lasten, die bei vertikalem Einknicken, bei seitlichem Knicken oder bei Torsionsknicken des Druckgurtes entstehen.

Für vertikales Einknicken des Druckflansches in den Steg wird hier keine Abschätzung der Tragkapazität versucht, sondern vielmehr verlangt, dass es nicht zur Ursache eines Versagens werde. Dementsprechend werden Grenzen für den Stegschlankheitsgrad $\beta = b/t$, d.h. Steghöhe zu Stegstärke, abgeschätzt, über die hinaus querausgesteifte Vollwandträger nicht mehr ohne Längssteifen gebaut werden sollten. Mit Eigenspannungen von der Grösse der halben Fliessspannung

liegt diese Grenze bei $\beta = 360$ für einen Stahl mit der Fliessspannung $\sigma_{fl} = 2{,}4$ t/cm2 und $\beta = 240$ für $\sigma_{fl} = 3{,}6$ t/cm2.

Bei direkter Flanschbelastung muss sowohl dem lokalen Einfluss der Last als auch dem globalen Zusammenbruch des Steges Rechnung getragen werden, was zu einer Begrenzung der Druckspannungen unter der Halsnaht führt. (Siehe Seite 16 der eingangs erwähnten Publikation.)

Was das seitliche Knicken des Druckgurtes oder das Kippen des Trägers anbetrifft, so hat der Verfasser verschiedentlich gezeigt*), dass es in vielen Einzelfällen genügt, nur einen der beiden Torsionswiderstände zu berücksichtigen, d.h. St. Venantsche Torsion oder Wölbtorsion. In diesem Fall befindet man sich immer auf der sicheren Seite. Will man beide Widerstände nutzen, so werden die beiden kritischen Spannungen vektoriell addiert, um die resultierende kritische Spannung zu finden. Im unelastischen Bereich werden die Spannungen abgemindert, was zum bekannten Knickdiagramm führt.

Das Torsionsknicken des Druckgurtes entspricht dem Beulen einer langen, dreiseitig gelagerten Rechteckplatte, wenn von einer Einspannung des Flansches im Steg abgesehen wird. Um das Beulen des Druckgurtes als Ursache des Zusammenbruches auszuschliessen, soll das Verhältnis von Flanschbreite zu Flanschstärke zwölf plus das Verhältnis von Kipplänge zu Flanschbreite nicht übersteigen.

Im überkritischen Bereich hat der Steg die Möglichkeit, durch seitliches Ausweichen sich der erhöhten Beanspruchung zu entziehen. Um den dadurch entstehenden, zusätzlichen Flanschspannungen Rechnung zu tragen, werden die Druckflanschspannungen in hohen Stegschlankheitsgraden reduziert.

Die zulässigen Druckspannungen im Flanschschwerpunkt sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

---

*) KOLLBRUNNER/BASLER: Torsion
Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York, 1966

Englische Uebersetzung: Torsion in Structures
Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York, 1969

Französische Uebersetzung: Torsion
Edition Spes, Lausanne, 1970

SCHUBFESTIGKEIT

Um die Schubfestigkeit zu bestimmen, wird angenommen, der Vollwandträger übernehme die Querkraft nach der Stabtheorie bis zur Beullast und darüber hinaus in Zugfeldweise bis zum Fliessen des Steges. Denkt man aber an die ursprünglichen Stegverformungen und die Eigenspannungen aus Schweissen, so erscheint es fragwürdig, zwischen diesen beiden Tragarten eine klare Grenze zu ziehen. Diese Annahme sollte daher als eine Schätzung für die Grösse des auftretenden Druckfeldes genommen werden und nicht als eine Grenze, die sich tatsächlich beobachten lässt.

Was aus Versuchen jedoch ganz klar hervorgeht, ist erstens, dass sich ein Zugfeld entwickelt; zweitens, dass die hohe Schubtragkraft ohne ein zugehöriges Druckfeld unerklärbar wird und drittens, dass ein ausgedehntes Fliessen des Steges die Grenze für die Schubtragkapazität ergibt.

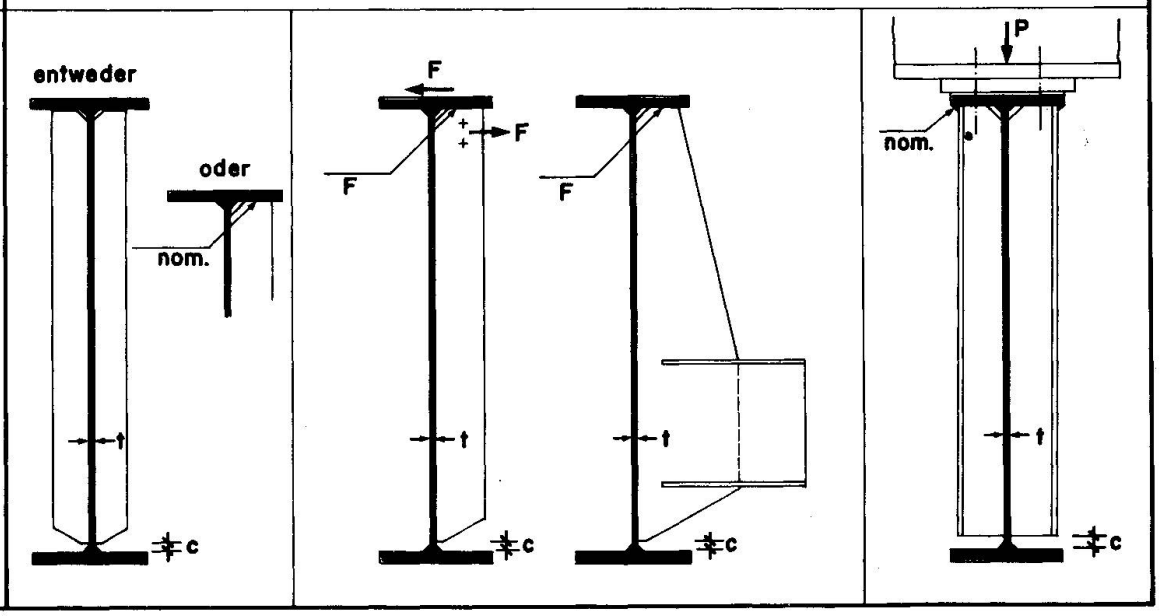
Diese Festigkeitsberechnung basiert daher auf folgenden drei wesentlichen Annahmen. Einmal, dass der Schubbeitrag aus dem Diagonaldruckfeld dadurch in Rechnung gesetzt wird, dass eine Stabtragweise bis zur Beulbelastung vorhanden sei; weiter, dass mindestens über einen Teil des Steges ein reines Zugfeld überlagert werden könne und letztlich, dass die Tragkraft erreicht sei, wenn die Ueberlagerung der beiden Spannungszustände unbegrenztes Fliessen ergebe.

Ob sich ein aus Membranspannungen gebildetes Zugfeld überhaupt entwickeln kann, hängt von den Rändern des Feldes ab. Bezüglich Membranspannung ist beim Steg eines Vollwandträgers zwischen zwei sehr verschiedenen Rändern zu unterscheiden, einerseits Ränder längs den Flanschen und anderseits Ränder längs den Quersteifen. Der Flansch eines üblichen, geschweissten Vollwandträgers hat so geringe Biegesteifigkeit in Stegrichtung, dass er keine nennenswerten Vertikalspannungen aus dem Steg aufnehmen kann. Solche Flansche sollen daher gar nicht als Verankerungsmöglichkeit für ein Zugfeld in Betracht gezogen werden. Ganz anders verhält es sich längs den Steggrenzen bei den Quersteifen. Zugstreifen können dort ihre Spannungen an die Quersteife und an das anschliessende Stegfeld weitergeben.

Abgesehen von der Pfostenfunktion, d.h. Einleitung konzentrierter Lasten in den Steg, ist die Aufgabe einer Quersteife eine zweifache, nämlich den Trägerquerschnitt zu erhalten und eine überkritische Festigkeit zu erzeugen. Mit Berücksichtigung der Details längs den Flanschen, die in Figur 2 zusammengefasst werden, fordert die erste Aufgabe eine gewisse minimale Steifigkeit, die zweite dagegen eine minimale Querschnittsfläche.

Unter der Annahme einer aus zwei Teilen bestehenden Schubtragkapazität - Stabtragweise bis zur kritischen Schubspannung und Zugfeldtragweise bis zum Fliessen des Steges - ist es möglich, die Steifigkeits- und Festigkeitsanforderungen für die Quersteifen voneinander zu trennen. Da ein Spannungszustand gemäss der klassischen Festigkeitslehre, also entsprechend der Stabtragweise, keine Normalkraft in einer Quersteife erzeugt, wird von dieser nur verlangt, dass sie steif genug sei, um an dieser Stelle eine Knotenlinie in der Beulfigur zu erzwingen. Die Steifigkeitsanforderungen beruhen gemäss den bisherigen Normen auf solchen Ueberlegungen, und so ist durch ihre Beachtung eine hinreichende Steifigkeit gewährleistet. Für den Zugfeldanteil muss die Quersteife jedoch die Vertikalkomponente der geneigten Zugspannungen aus dem Steg entnehmen und auf die andere Trägerseite übertragen.

	Quersteifen		Pfosten
Druck-flansch	zweiseitig: anschlagen einseitig: nom. Schweissn.	Schweissnaht auf Steifenkraft abgestimmt	eingepasst nom. Schweissnaht
Steifen	ein- oder zweiseitig möglich		zweiseitig
Zug-flansch	Zwischendistanz c = 4mal die Stegstärke t		



Figur 2 Zusammenfassung der Empfehlungen für die Ausbildung von Steifen

Die zulässigen Schubspannungen und die erforderlichen Quersteifenflächen sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Im Bereich sehr hoher Schlankheitsgrade sollte der Quersteifenabstand nicht beliebig gross gewählt werden, auch dann nicht, wenn der Steg in der Lage wäre, die hier berechnete Querkraft mit dem vorgesehenen Sicherheitsgrad zu übernehmen. Die Verformungen bei der Herstellung, zum Teil aber auch unter der Belastung, werden schwierig zu begrenzen sein. In Anlehnung an amerikanische Erfahrungen wird daher für den hohen Bereich der Schlankheitsgrade eine Begrenzung gemäss folgender Ungleichung vorgeschlagen:

$$\beta \leq 150 + \frac{100}{\alpha}$$

Ob die hier abgesteckten Grenzen ausgenützt werden sollen, kann erst die Erfahrung in der Fabrikation und Montage lehren. Es sei betont, dass diese Grenzen hinsichtlich Festigkeitseigenschaften sogar überschritten werden könnten.

Für das Endfeld eines Trägers liegen andere Randbedingungen vor als in Zwischenfeldern. Hier ist kein anschliessendes Stegfeld, in welches das Zugfeld einmünden könnte. Deshalb muss ein Trägerende so ausgebildet werden, dass die Schubspannungen im Endfeld kleiner bleiben als die zulässigen Beulspannungen, oder dass bei Ueberschreiten der Schubspannungen über die zulässigen Beulspannungen diese Differenz näherungsweise als gleichmässig verteilte horizontale Belastung vom Endpfosten aufgenommen werden kann.

KOMBINATION VON BIEGUNG MIT SCHUB

Beim Zusammenwirken von Biegung mit Schub ist die Neuverteilung der Spannungen und Kräfte über einen Querschnitt aus zwei Gründen möglich. In sehr schlankem Steg ist die Veränderung der Spannungsverteilung auf die Stegdurchbiegungen zurückzuführen. Kleine Ausbiegungen des Steges aus seiner Ebene bewirken, dass der Widerstand des Steges gegenüber Biegemomenten abnimmt und die Flanschen dafür aufkommen. Das geschieht ohne Verlust der Schubtragkapazität, welche aus einem Zugfeld entsteht. In Trägern mit kräftigeren Stegen wird das Biegemoment, welches der Steg, da er die Schubfunktion zu übernehmen hat, nicht mehr aufnehmen kann, durch Fliessen in die Flanschen übertragen.

Aus diesen Gründen können die Verträglichkeitsbedingungen bei der Bemessung von Vollwandträgern unbeachtet gelassen werden. Das Verfahren entspricht daher demjenigen der plastischen Berechnungsmethoden, bei denen ein unterer Grenzwert der Tragkapazität erhalten wird, indem mögliche Gleichgewichtszustände konstruiert werden, die an keinem Ort die Fliessbedingung verletzen.

Das Zusammenwirken von Biegung und Schub in Vollwandträgern wird nur dann in Betracht gezogen, wenn sowohl die Schubspannung 60 % des zulässigen Wertes überschreitet als auch die Biegespannung über drei Vierteln des zugestandenen Wertes liegt. In diesem Bereich werden die Spannungen reduziert. Die Interaktionskurve ist eine Gerade. Bei diesen Ueberlegungen wird angenommen, der Flansch werde durch reines Fliessen versagen, oder die Flanschen können, ohne vorher instabil zu werden (sei es durch Kippen, Beulen oder senkrechtes

Einknicken des Druckflansches) bis zum Fliessen gestaucht werden. Diese Einschränkung wird nun aufgehoben und die Frage aufgeworfen, wie die unter reiner Biegung hergeleiteten drei Stabilitätsfälle geändert werden müssen, um dem Fall der kombinierten Beanspruchung von Biegung und Schub gerecht zu werden.

Die Anwesenheit von Schub gegenüber reiner Biegung hat sowohl einen Nachteil wie einen Vorteil. Der Vorteil ist dadurch bedingt, dass Vorhandensein von Schubkräften nur möglich ist, wenn ein Abfallen der Momente vorkommt, so dass immer nur ein kurzes Trägerstück dem grössten Biegemoment, das bei der Bemessung betrachtet wird, unterworfen ist. Der Nachteil besteht darin, dass der Steg, der bereits durch Schub voll ausgenützt ist, nicht gleichzeitig das ihm zugewiesene Biegemoment übernehmen kann; deshalb ist es den Flanschen überlassen, dafür aufzukommen. Das führt zur vorstehend angegebenen Reduktion bei Interaktion.

Hinsichtlich Kippen entsteht der ungünstigste Fall, wenn ein ganzes Trägerstück unter gleichem Biegemoment steht. Sobald ein Momentengradient vorhanden ist, kann die kritische Spannung - errechnet am meistbeanspruchten Querschnitt - gegenüber derjenigen, die sich für reine Biegung ergäbe, erhöht werden, und zwar um einen Multiplikationsfaktor C, der in Tabelle 1 angegeben ist.

Um vorzeitiges Versagen infolge Beulen und senkrechtes Einknicken des Druckgurtes auszuschliessen, müssen die oben genannten Bedingungen eingehalten werden.

VERSCHIEDENES

Alle bisherigen Betrachtungen beziehen sich auf die statische Tragkapazität von querausgesteiften, symmetrisch ausgebildeten Vollwandträgern, die ganz aus ein und demselben Material angefertigt sind. Allerdings ist der Fall mit unendlich grossem Steifenabstand dabei eingeschlossen, d.h. ohne Quersteifen ausgebildete I-Profile. Die folgenden Abschnitte geben nun einen Ausblick in Bereiche, in denen diese Einschränkungen aufgehoben werden. Es sei hier auf die ausführlichen Literaturangaben in der obengenannten Publikation "Vollwandträger" hingewiesen.

1. Hybride Träger

Träger, die aus Stählen verschiedener Qualität zusammengesetzt sind, werden als hybrid bezeichnet. Praktisch sind es geschweisste I-Profile oder Vollwandträger, deren Stege aus einem Stahl mit geringerer Fliessgrenze bestehen als die Flanschen. Die Anwendung hybrider Träger darf nach den amerikanischen Versuchen durchaus empfohlen werden, wobei die Fliessgrenzen der Stähle in bescheideneren Verhältnissen gehalten werden als die für die Versuchsträger gewählten. Für die Bemessung wird hier erstmals folgender, auf der sicheren Seite liegender Vorschlag gemacht:

An Vollwandträgern oder I-Profilen, deren Stegmaterial eine Fliessgrenze $\sigma_{fl,s}$ besitzt, die kleiner ist als diejenige der Flanschen, $\sigma_{fl,f}$, soll der Spannungsnachweis am entsprechenden nichthybriden Träger mit den Materialeigenschaften der Flanschen möglich sein. Hierbei ist für den Spannungsnachweis die Stegstärke mit einem im Verhältnis der Stegfliessspannung zur Flanschfliessspannung abgeminderten Wert einzusetzen.

hybride Träger: $$t_s^* = t_s \frac{\sigma_{fl,s}}{\sigma_{fl,f}}$$

Diese Formulierung bewirkt nicht nur einen stetigen Uebergang von gewöhnlichen zu hybriden Trägern, sondern sie schätzt die Grenzkapazität Q_p und M_p richtig ein. Ausserdem führt diese Auffassung bei schlanken Stegen zu etwas konservativeren Werten als wenn die effektive Stegstärke und die entsprechend kleinere Fliessgrenze dem Nachweis zugrunde gelegt würden. Das wäre ein Entgegenkommen bei Zusammenwirken von Biegung und Schub, das – wenn auch nicht aus Versuchen erforderlich, so doch in unserer Vorstellung wünschenswert erscheint.

2. Längssteifen

Längssteifen sollten eingeschweisst werden, wenn der Stegschlankheitsgrad über der in der Tabelle 2 für $\tau_{zul} = 0$ angegebenen Schranke liegt. Auch schon unterhalb dieser Grenze kann die Längssteife wirtschaftlich werden, weil sie verhindert, dass sich die im Druckbereich liegenden Stegstreifen der Spannungsaufnahme aus Biegemomenten entziehen. Man sollte sich auf eine Längssteife nur dann verlassen, wenn sie der Biegetragkapazität der Träger entsprechend bemessen wird.

Ein auf der sicheren Seite liegendes Konzept wird nachstehend beschrieben. Dabei wird die Axialspannung in der Steife berücksichtigt. Diese ist bestimmt durch die Knickspannung des Druckgurtes. Die Längssteife mit dem zu stabilisierenden Stegstreifen von etwa zweimal 30 t_s (wobei t_s die Stegstärke ist) sollten einen Schlankheitsgrad aufweisen, der garantiert, dass die Normalspannung aus Biegung, die in ihrem Abstand von der neutralen Achse vorkommt, bis

zum Versagen des Druckflansches erhalten bleibt. Man geht vom Schlankheitsgrad des Druckgurtes aus, der auch dann noch über den Flanschquerschnitt zusammen mit einem Sechstel der Stegfläche ermittelt werden soll, wenn die Stabilisierung der Längssteife über Zwischenquersteifen erfolgt (diese wiederum müssen von den Flanschen gehalten werden) und bestimmt so die Knickspannung, die Normalspannung auf der Höhe der Längssteife und mit dieser minimal erforderlichen Knickspannung den Steifenschlankheitsgrad.

Diese Auffassung wird im allgemeinen kräftigere Längssteifen erfordern als dies nach der Beultheorie verlangt wird, um eine Knotenlinie am Ort der Steife in der Beulfigur zu erzwingen. Es geht aber nicht an, dass für Beulen an eine Spannungsumlagerung appelliert wird, um kleine Sicherheitsfaktoren einzuführen und gleichzeitig die das Beulfeld einfassenden Glieder nach derselben Theorie zu bemessen. Weil die Tragkapazität eines Vollwandträgers zur Beullast eines Stegfeldes nicht in einer festen Beziehung steht, ist es auch nicht richtig, diese erhöhte Steifenanforderung auf Beulberechnungen allein zu bemessen: sie sollen bis zum Erschöpfen des ganzen Trägerabschnittes ihre Funktion erfüllen - oder aber nicht in Rechnung gestellt werden, d.h. die sich in der Nähe der Traglast einstellende Spannungsumlagerung mit der Abminderung der zulässigen Gurtspannung gemäss Tabelle 1 ist auch im Falle unzureichender Längssteifen anzuwenden. Der Stegschlankheitsgrad des gesamten Trägers mit einer Längssteife soll den Wert 450 nicht überschreiten.

Der Schubsicherheitsnachweis besteht darin, die zulässigen Schubspannungen der einzelnen Stegfelder zu bestimmen, mit ihren Teilquerschnitten des Steges zu multiplizieren und die Teilquerkräfte aufzusummieren. Ein einfacherer Schubnachweis am gesamten Steg würde darin bestehen, die günstige Wirkung der Längssteifen auf die Schubtragkapazität zu vernachlässigen.

Der neueste Vorschlag des American Iron and Steel Institute für den Entwurf von Strassenbrücken sieht vor, dass mit Rücksicht auf Ermüdung eine Längssteife im Fünftelspunkt des Steges eingebaut werden soll, wenn der Stegschlankheitsgrad β = 200 für Stahl 24/37 und β = 160 für Stahl 36/52 überschritten wird. Als obere Grenze mit einer Längssteife wird β = 400 für Stahl 24/37 und β = 320 für Stahl 36/52 angegeben. Der Schubnachweis wird am gesamten Stegfeld ohne Berücksichtigung der Längssteife durchgeführt.

3. Ermüdung

Ermüdung braucht im Stahlhochbau selten beachtet zu werden. Es ist umstritten, ob sie im Strassenbrückenbau ein Problem darstellt, denn in letzter Zeit sind praktisch keine Ermüdungsbrüche an Strassenbrücken bekannt geworden. Die nachfolgenden Gedanken haben daher mehr Bedeutung für den Eisenbahnbrückenbau.

Gegenüber Walzprofilen besteht ein Unterschied in Vollwandträgern mit schlanken Stegen darin, dass der Steg unter Belastung seitlich ausbiegt. Bei wiederholter Belastung bewegt er sich seitlich synchron mit der Belastung. Zufolge dieses Pumpeffektes ist es möglich, längs den Schweissnähten an einem Stegfeldrand Ermüdungsrisse zu erzeugen, die auf Plattenbiegung und nicht auf Membranspannungen zurückzuführen sind. Ob und wo solche Ermüdungsrisse auftreten hängt von der ursprünglichen Form der seitlichen Stegausbiegung ab, aber auch von der Art der Beanspruchung des Stegfeldes.

Es ist sehr schwierig, trotz dieser langjährigen Forschung, bei der Vollwandträger mit schlanken Stegen in natürlicher Grösse auf Ermüdung beansprucht wurden, zu einem abschliessenden Urteil zu kommen, weil zahlreiche Aspekte einen Einfluss ausüben. Immerhin liegen genügend Daten vor um festzustellen, dass diese Art Ermüdung nicht von grösserer Bedeutung ist als Details in jeder geschweissten Konstruktion, wie dies z.B. längs Quersteifen oder am Ende von Lamellen der Fall ist. Wenn also mit den in den Schweizer Stahlbaunormen festgelegten Ermüdungsvorschriften zufriedenstellende Erfahrungen gemacht worden sind, so dürfen sie in unveränderter Form auch für Vollwandträger mit Zugfeldtragweise angewendet werden. Als zusätzliche Massnahmen wird vorgeschlagen, den Bereich der Stegschlankheitsgrade gegenüber dem im Stahlhochbau üblichen etwas einzuschränken.

Unter den vielen Details, die im Laboratoriumsversuch an geschweissten Vollwandträgern zu Ermüdungsbrüchen Anlass geben können, sind es nach wie vor Enden von aufgeschweissten Lamellen, welche am raschesten versagen. Die Lamellen müssen über das theoretische Ende hinaus entsprechend ihrer Lamellenkraft angeschlossen werden, und zwar über eine Länge von 1,5 mal die Lamellenbreite, falls eine Stirnnaht gewählt wird, oder zweimal die Lamellenbreite, wenn auf eine solche verzichtet wird. Hinsichtlich Ermüdung ist zwischen den beiden Ausführungsarten kein merklicher Unterschied zu erkennen; im allgemeinen lohnt es sich auch nicht, verschiedene Lamellenverjüngungen vorzunehmen.

4. Verbundträger

Durch den Verbund verschiebt sich die neutrale Achse namhaft aus der Stegmitte heraus. Bezüglich der Schubtragkapazität hat das aber keinen Einfluss, und die dort hergeleiteten Formeln haben auch für Verbundträger Gültigkeit. Im Bereich der positiven Momente ist der Druckgurt durch die Betonplatte ideal gestützt. Der Obergurt kann weder seitlich ausknicken noch beulen. Bezüglich Querbelastung des Vollwandträgers aus der Fahrbahnplatte darf angenommen werden, dass der Lastüberschuss, der nicht durch den Steg direkt in den Träger eingeleitet werden kann, über die Quersteifen, welche in diesem Falle durch Schweissnähte am Druckgurt angeschlossen werden sollten, in den Vollwandträger eingeleitet werden. Die Platte müsste dann über den Steifenabstand für diesen Belastungsüberschuss selbsttra-

gend sein. Im Bereich der negativen Momente entsteht eine umhüllende Kurve aller Stegdruckspannungen, die weit über die halbe Trägerhöhe hinaufreicht. Hinsichtlich seitlichem Knicken als auch Spannungsabminderung sollte in solchen Fällen mit einem fiktiven Steg von der doppelten Grösse des Neutralachsenabstandes vom Druckgurt gerechnet werden. Es kann sein, dass sich in solchen Zonen der Einbau einer Längssteife lohnt; im allgemeinen ist auch ein näherer Abstand der Queraussteifung angezeigt.

BEMESSUNGSREGELN

Die nachstehenden Bemessungsregeln basieren auf dem üblichen Konzept der zulässigen Spannungen. Diese sind so angesetzt, dass ein Sicherheitsfaktor s gegenüber der Traglast eingehalten ist. Die Bezeichnung St.37 und St.52 wird entsprechend einer Neufassung der SIA-Norm No. 161 durch die Angabe der Fliessspannung ergänzt, somit: Stahl 24/37 bzw. 36/52. Der übliche Sicherheitsfaktor s = 1,5 für die Biegefestigkeit kann für den normalen Spannungsnachweis beibehalten werden. Für die zulässigen Schubspannungen wird s = 1,65 eingesetzt, um jene Fälle auszuschliessen, bei denen ein Schubversagen vor Erreichen der Biegetragkapazität eintreten könnte.

Die Bauwerksklassen II (Strassenbrücken) und III (Eisenbahnbrücken) unterscheiden sich in der Schweiz von Klasse I (Hochbauten) durch Berücksichtigung der Ermüdung. Hier wie in den DIN-Normen ist das Verhältnis der Grenzbeanspruchungen $A/B = \min\sigma/\max\sigma$ für die Ermüdung massgebend, wobei Zugspannungen positive und Druckspannungen negative Werte aufweisen.

Die Festsetzung zulässiger Spannungen des Dauerfestigkeitsnachweises geht dahin, die für den normalen Spannungsnachweis gültigen Werte mit den nachstehend zusammengestellten Reduktionsfaktoren zu verkleinern.

Nach den zurzeit in der Schweiz beachteten Regeln ist die Spannungsabminderung infolge Ermüdung für die beiden Stahlqualitäten St.37 und St.52 nach SIA-Norm No. 161, Art. 23 bzw. den TKSSV-Empfehlungen (Stahlbaubericht No. 21, September 1965) durchzuführen.

Gemäss der jüngsten, erst im Entwurf vorliegenden Fassung der Schweizer Stahlbaunormen, sind für Bauwerksklasse II nur 60 % der gleichmässig verteilten Nutzlast, also 0,6 p, für die Erhebung des Verhältnisses A/B einzuführen, wohl aber die vollen Achslasten, somit: g, 0,6 p, P.

Aus diesem Vorschlag entnimmt man folgende Reduktionsfaktoren der zulässigen Spannungen infolge Ermüdung, R_{erm}(Stahl,Kl.): (Werte $R_{erm} > 1$ sind nicht massgebend)

	Stahl 24/37	Stahl 36/52
Bauwerksklasse II	$R_{erm} = \frac{1,4/1,6}{1 - 0,4\ A/B}$	$R_{erm} = \frac{1,8/2,4}{1 - 0,55\ A/B}$
Bauwerksklasse III	$R_{erm} = \frac{1,2/1,4}{1 - 0,4\ A/B}$	$R_{erm} = \frac{1,5/1,9}{1 - 0,55\ A/B}$

Für den Lastfall HZ werden die zulässigen Spannungen erhöht. Bei den Bauwerksklassen I und III ist die Erhöhung ein Achtel, unabhängig von der Stahlqualität. Bei Bauwerksklasse III sind die Erhöhungsfaktoren 1,6/1,4 für Stahl 24/37 und 2,1/1,9 für Stahl 36/52.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Bemessung querausgesteifter Vollwandträger in der Einhaltung nachstehend gegebener zulässiger Spannungswerte besteht.

a) Ausgangswerte (Bauwerksklasse I, Fall Hauptbelastung)

1. Die zulässige Schwerpunktspannung des Druckgurtes ist für einen Stahl mit beliebiger Fliessgrenze aus den in Tabelle 1, Zeile 1, analytisch festgehaltenen Werten mit s = 1,5 zu bestimmen. Damit ist eine Kippsicherheit von mindestens 1,5 garantiert. Ein Beulnachweis ist nicht durchzuführen. Dagegen sind im Bereiche hoher Schlankheitsgrade β (über $\beta_o = 180$ bei Stahl 24/37 oder $\beta_o = 150$ bei Stahl 36/52) - falls keine Längssteifen hinreichender Festigkeit eingezogen werden - die zulässigen Druckspannungen um $0,05(\beta - \beta_o)F_s/F_f$ Prozent zu reduzieren. Dabei bedeuten F_s die Stegfläche und F_f die Fläche des Druckflansches.

2. Die beiden extremen Faserspannungen dürfen $\sigma_{zul} = 1,6$ t/cm2 für Stahl 24/37 und 2,4 t/cm2 für Stahl 36/52 nicht überschreiten. Allgemein formuliert sollen sie höchstens $\sigma_{zul} = \sigma_{fl}/1,5$ werden.

3. Die durchschnittlichen Schubspannungen im Steg, $\tau = Q/F_s$, müssen kleiner bleiben als die zulässigen Schubspannungen, die aus der Aufstellung in Tabelle 2 mit s = 1,65 zu berechnen sind.

4. Bei kombinierter Beanspruchung durch Biegung und Schub ist die Einhaltung nachstehender Bedingung dann zu überprüfen, wenn im gleichen Trägerquerschnitt $\sigma_{vorh} \geq 0,75\ \sigma_{zul}$ als auch $\tau_{vorh} \geq 0,6\ \tau_{zul}$ sind:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{zul}} = 1.375 - 0.625 \frac{\tau}{\tau_{zul}}$$

Hierin sind σ und τ ein gleichzeitig auftretendes Paar von Flansch- und Stegspannungen, und σ_{zul} und τ_{zul} die unter Punkt 2 und 3 festgelegten Werte.

In der eingangs erwähnten Publikation "Vollwandträger" sind die unter 1 und 3 genannten zulässigen Spannungen für Stahl 24/37 und für Stahl 36/52 tabelliert.

b) Bauwerksklassen und Lastfälle

Werden die unter a) festgelegten zulässigen Spannungen als Ausgangswerte mit S und die in oben zusammengestellten Reduktionsfaktoren für Ermüdung mit R_{erm} bezeichnet, so sind die Ausgangswerte σ_{zul} und τ_{zul} unter obigen Punkten 2, 3 und 4 mit diesen Reduktionsfaktoren zu multiplizieren, um der Ermüdung Rechnung zu tragen. Die in Punkt 1 des Abschnittes a) festgehaltenen Druckspannungen sind nicht mit R_{erm} zu multiplizieren, da sie auf Stabilitätskriterien und nicht auf Festigkeitsbetrachtungen basieren.

Um auch andere Bauwerksklassen und Lastfälle zu erfassen, entsteht - bezogen auf die Ausgangswerte S - folgender Abänderungsschlüssel für die verschiedenen Bauwerksklassen und Lastfälle.

Abänderungsschlüssel für Bauwerksklassen und Lastfälle, bezogen auf Klasse I, Fall Hauptbelastung: S(Stahl) = zulässige Normal- und Schubspannungen nach a), R_{erm}(Stahl,Kl.) = Reduktionsfaktor für Ermüdung, der auf die σ_{zul} und τ_{zul} der Punkte 2, 3 und 4 anzuwenden ist.

Bauwerksklasse	Fall	Lastfall H Eigengewicht, Nutzlast Schnee, dyn. Belastung	Lastfall HZ H + Windlast Bremskr.,Temp. Schwinden
I	Stahl 24/37	S(24/37)	$\frac{9}{8}$S(24/37)
	Stahl 36/52	S(36/52)	$\frac{9}{8}$S(36/52)
II	Stahl 24/37	S(24/37)·R_{erm}(24/37,II)	$\frac{9}{8}$S(24/37)
	Stahl 36/52	S(36/52)·R_{erm}(36/52,II)	$\frac{9}{8}$S(24/37)
III	Stahl 24/37	$\frac{1,4}{1,6}$S(24/37)·R_{erm}(24/37,III)	S(24/37)
	Stahl 36/52	$\frac{1,9}{2,4}$S(36/52)·R_{erm}(36/52,III)	$\frac{2,1}{2,4}$S(36/52)

c) Konstruktive Gesichtspunkte

(Zusammenfassung der wichtigsten Gestaltungsregeln)

- Druckflansche mit Rechteckquerschnitten sollen mit ihrem Flanschbreite- zu Flanschstärkeverhältnis "zwölf plus das Verhältnis von Kipplänge zu Flanschbreite" nicht übersteigen.

- Querausgesteifte Vollwandträger sollen nicht über ein Stegschlankheitsverhältnis von $\beta_{Grenz} = 360$ bei Stahl 24/37 oder $\beta_{Grenz} = 240$ bei Stahl 36/52 ohne Längssteifen gebaut werden, um Einknicken des Druckgurtes in den Steg zu vermeiden. Wird die äussere Belastung nicht durch Quersteifen in den Träger eingeleitet, sondern der Steg direkt querbelastet, so ist diese Grenze entsprechend weiter zu reduzieren. Im Brückenbau sollen, mit Rücksicht auf Ermüdung, die im Abschnitt über Längssteifen angegebenen Grenzen nicht überschritten werden.

- Unabhängig von Bauwerksklasse oder Lastfall sollten symmetrisch angeordnete Quersteifen zusammen einen Querschnitt aufweisen, der den in der Tabelle 2 eingetragenen Prozentsatz der Stegfläche erreicht. Für einseitige Winkelsteifen mit am Steg anliegendem Schenkel ist dieser Wert auf das 1,8fache zu vergrössern, für eine einseitige Steife mit Rechteckquerschnitt auf das 2,4fache. Bei ungleichen Stählen sind diese Steifenquerschnitte noch mit dem Verhältnis von Stegfliessspannung zu Steifenfliessspannung zu multiplizieren. Wenn die grösste Schubspannung in einem die Steife flankierenden Stegfeld den zulässigen Wert nicht erreicht, so dürfen alle Werte im entsprechenden Verhältnis reduziert werden. In jedem Falle darf ein Stegstreifen von 12 t zum Steifenquerschnitt mitgerechnet werden.

- Ausserdem sollen Quersteifen die nach DIN 4114/2 Ri 18.1 geforderten Mindeststeifigkeiten aufweisen oder, nach AISC/Art. 1.10.5, $I_{erf} = (b/50)^4$ für symmetrische und unsymmetrische Steifen bezüglich der Stegachse aufweisen, wobei b die Steghöhe ist.

- In Endfeldern ist der Quersteifenabstand so zu wählen, dass $\tau_{vorh} = \tau_{cr}/1{,}65$ ist, oder der Endpfosten soll gemäss Abschnitt "Schubfestigkeit" ausgebildet werden.

- Eine Längssteife ist in folgenden Fällen erforderlich:

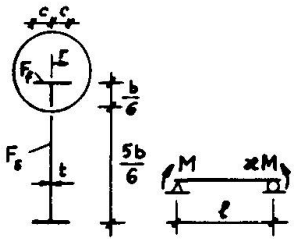
  a) Wenn der Stegschlankheitsgrad $\beta \geq 150 + 100/\alpha$ ist, um Fabrikationsschwierigkeiten bei allzu schlanken Stegen zu vermeiden.

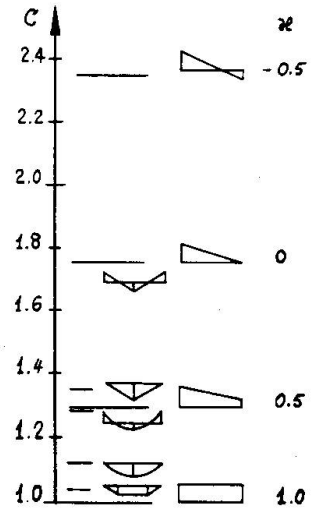
  b) Wenn Ermüdung massgebend ist bei $\beta = 200$ für Stahl 24/37 bzw. $\beta = 160$ für Stahl 36/52.

- Bei unsymmetrischen Trägern sind die unter Punkt 1 des Abschnittes a) festgelegten Spannungen an einem fiktiven Steg der doppelten Höhe des Neutralachsenabstandes vom Druckgurt zu erheben.

Tabelle 1 Kippnachweis

Torsions-widerstand	Zulässige Druckspannungen im Flanschschwerpunkt	
	unelastischer Bereich	elastischer Bereich
Wölbtorsion	$\frac{\sigma_{fl}}{s}\left(1-\left(\frac{l}{r}\right)^2 \frac{\varepsilon_{fl}}{4C\pi^2}\right)$ für $\frac{0.17\pi}{\sqrt{\varepsilon_{fl}}} < \frac{l}{r} < \sqrt{\frac{2C\pi^2}{\varepsilon_{fl}}}$ $\frac{\sigma_{fl}}{s}$ für $\frac{l}{r} < \frac{0.17\pi}{\sqrt{\varepsilon_{fl}}}$	$\frac{\sigma_{fl}}{s}\frac{C\pi^2}{\left(\frac{l}{r}\right)^2 \varepsilon_{fl}}$ für $\frac{l}{r} > \sqrt{\frac{2C\pi^2}{\varepsilon_{fl}}}$
St. Venantsche Torsion	$\frac{\sigma_{fl}}{s}\left(1-\frac{\varepsilon_{fl}\, l\, b}{2.6\, F_f\, C}\right)$ für $0 < \frac{l b}{F_f} < \frac{1.3C}{\varepsilon_{fl}}$	$\frac{\sigma_{fl}}{s}\frac{0.65\, F_f\, C}{\varepsilon_{fl}\, l\, b}$ für $\frac{l b}{F_f} > \frac{1.3C}{\varepsilon_{fl}}$
Gemischte Torsion	$\frac{\sigma_{fl}}{s}\left[1-\frac{\sigma_{fl}}{4C\sqrt{\left(\frac{0.65E}{\frac{l b}{F_f}}\right)^2+\left(\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}\right)^2}}\right]$ für $0 < \lambda < \sqrt{2C}$	$\frac{C}{s}\sqrt{\left(\frac{0.65E}{\frac{l b}{F_f}}\right)^2+\left(\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}\right)^2}$ für $\lambda > \sqrt{2C}$
	darin bedeutet $\lambda = \sqrt{\frac{\sigma_{fl}}{\sqrt{\left(\frac{0.65E}{\frac{l b}{F_f}}\right)^2+\left(\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}\right)^2}}}$	





Spannungsreduktion im Stegschlankheitsbereich $6.0\sqrt{\frac{E}{\sigma_{fl}}} < \beta < \frac{0.5\ E}{\sqrt{\sigma_{fl}(\sigma_{fl}+\sigma_r)}}$: $0.05\,\frac{F_f}{F_f}\left(\beta - 6.0\sqrt{\frac{E}{\sigma_{fl}}}\right)$ %

Es bedeuten: s = Sicherheitsfaktor

σ_{fl} = Streckgrenze

σ_r = Eigenspannung = $\sigma_{fl}/2$

β = b/t

r = Trägheitsradius des Druckgurtes ($F_f + F_s/6$)

Tabelle 2 Schubnachweis

Zulässige Schubspannungen τ_{zul}		
wenn keine Längssteife dann = 0	$\frac{\sigma_{fl}}{s\sqrt{3}}\left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{fl}} + \frac{1-\frac{\tau_{cr}}{\tau_{fl}}}{\frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{1+\alpha^2}}\right)$	$\frac{\sigma_{fl}}{s\sqrt{3}}\frac{\tau_{cr}}{\tau_{fl}} = \frac{\tau_{cr}}{s} \leq 0.4\,\sigma_{fl}$
für $\beta > 150 + \frac{100}{\alpha}$	für $\frac{\tau_{cr}}{\tau_{fl}} \leq 1$	für $\frac{\tau_{cr}}{\tau_{fl}} > 1$

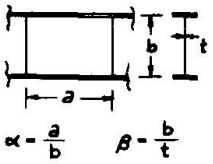
Darin bedeutet: $\frac{\tau_{cr}}{\tau_{fl}} = \frac{\pi^2\sqrt{3}\,E}{12(1-\nu^2)\,\sigma_{fl}}\,\frac{k}{\beta^2}$ gültig für $\frac{\tau_{cr}}{\tau_{fl}} \leq 0.8$

$\frac{\tau_{cr}}{\tau_{fl}} = \sqrt{\frac{0.8\,\pi^2\sqrt{3}\,E}{12(1-\nu^2)\,\sigma_{fl}}\,\frac{k}{\beta^2}}$ gültig für $\frac{\tau_{cr}}{\tau_{fl}} > 0.8$

mit: $k = 4.00 + \frac{5.34}{\alpha^2}$ wenn $\alpha \leq 1$

$k = 5.34 + \frac{4.00}{\alpha^2}$ wenn $\alpha \geq 1$

s = Sicherheitsfaktor



Erforderliche Gesamtquerschnittsfläche eines Quersteifenpaares:

$$\boxed{F_{erf} \geq b\,t\left(1-\frac{\tau_{cr}}{\tau_{fl}}\right)\frac{\alpha}{2}\left(1-\frac{\alpha}{\sqrt{1+\alpha^2}}\right)YD}$$

mit: $Y = \frac{\text{Streckgrenze des Stegmaterials}}{\text{Streckgrenze des Steifenmaterials}}$

D = 1,0 bei Steifenpaaren (= Fläche beider Steifen)
1,8 bei einseitig anliegenden Winkelsteifen
2,4 bei einseitiger Rechtecksteife

Ausserdem gilt: Mindeststeifigkeit nach DIN 4114/2, Ri 18.1
oder $I_{min} \geq \left(\frac{b}{50}\right)^4$ bez. Stegachse nach AISC

F_{erf} darf stets im Verhältnis $\frac{\tau_{vorh}}{\tau_{zul}}$ reduziert werden.

Stegsteifen von 12 t können zur Quersteifenfläche gezählt werden:
$F = (F_{erf} - 12\,t^2)$