

# TRAGLAST DER VERSTEIFTEN, SCHUBBEANSPRUCHTEN STEGBLECHES (EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN UND NÄHERUNGSBERECHNUNG)

I. SZATMÁRI

Lehrstuhl für Stahlkonstruktionen,  
Technische Universität, H-1521 Budapest

Eingegangen am 10. September 1984  
Vorgelegt von Prof. Dr. O. Halász

## Abstract

In the years 1982—83 in the Department of Steel-Structures of the Technical University of Budapest altogether 14 experiments were carried out to investigate the postcritical behaviour of armed, shear stressed web plate and to gain more information about the influence of the stiffness parameters of the longitudinal rib.

The results of these experiments and a new method for calculation are described in the article.

## Einleitung

Bei der Beurteilung der Tragfähigkeit des versteiften Stegbleches tritt die mangelhafte Kenntnis des überkritischen Verhaltens des Bleches — wie es bekannt ist — als großes Problem auf. Die Tragfähigkeit der wirklichen, mit Anfangskrümmungen und Eigenspannungen belasteten Platte kann nicht aufgrund der linearen kritischen Last mit erwünschter Genauigkeit bestimmt werden, weil das, anstatt der Lösung der klassischen Verzweigungsprobleme die Lösung eines Festigkeitsproblems zweiter Ordnung fordert, wo die Tragfähigkeit durch plastische Instabilität erschöpft wird. Die exakte Lösung dieser Aufgabe führt bei unversteiften Platten zu sehr großen mathematischen Schwierigkeiten, bei versteiften Platten aber sind diese Schwierigkeiten fast unüberwindbar. Die Lösung für die Praxis bedeuten die semi-empirischen Methoden, die experimentell begründet sind.

Die größte Schwierigkeit der Näherungsberechnung der versteiften Platten besteht darin, daß die Wirkung der Schubspannungen nicht exakt in Betracht genommen werden kann, und so die Ergebnisse dieser Berechnungen nicht zuverlässig sind. Um die Lösung dieses Problems zu fördern, wurden einige Versuche mit versteiften, schubbeanspruchten Stegblechen am Lehrstuhl für Stahlkonstruktionen der TU Budapest in den Jahren 1981—82 durchgeführt. Die Versuchsergebnisse und die auf diese Ergebnisse basierte Näherungsberechnung werden im folgenden zusammengefaßt.

## Experimentelle Untersuchungen

Die Versuche wurden mit Balkenträgern durchgeführt, wo alle Versuchsträger die selben Spannweiten und Querschnitte, aber veränderliche Längsrippenprofile und Anordnung hatten. (Die wichtigsten Parameter sind in Tabelle I aufgeführt.) In jedem Versuch wurden unsymmetrische Längsrippen mit verschiedener Biege- und Torsionssteifigkeit verwendet. Die Träger "WG" hatten in der Plattenmitte eine, die Träger "GVG" in den Dritteln des Stegbleches zwei Längsrippen (Abb. 1).

Die Versuchsanordnung wird im Abb. 2 gezeigt. (Die Belastungsrichtung ist aus praktischen Gründen von unten nach oben.)

Neben Ergebnissen von drei ausländischen Versuchen nach [1] wurden die Ergebnisse unserer 14 Versuche in Tabelle II zusammengestellt. Die Tabelle

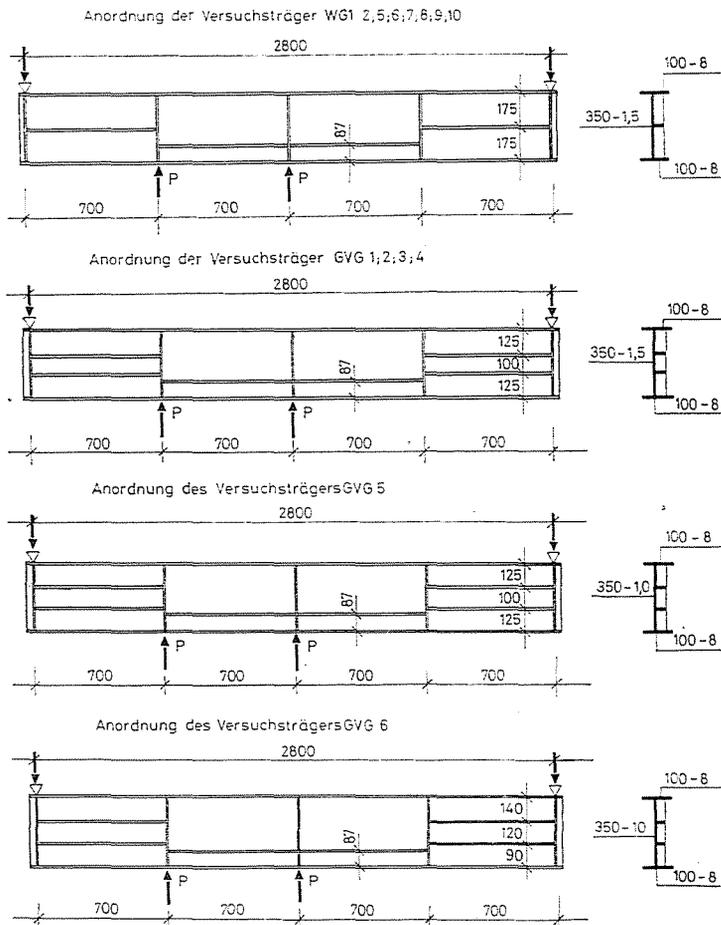


Abb. 1

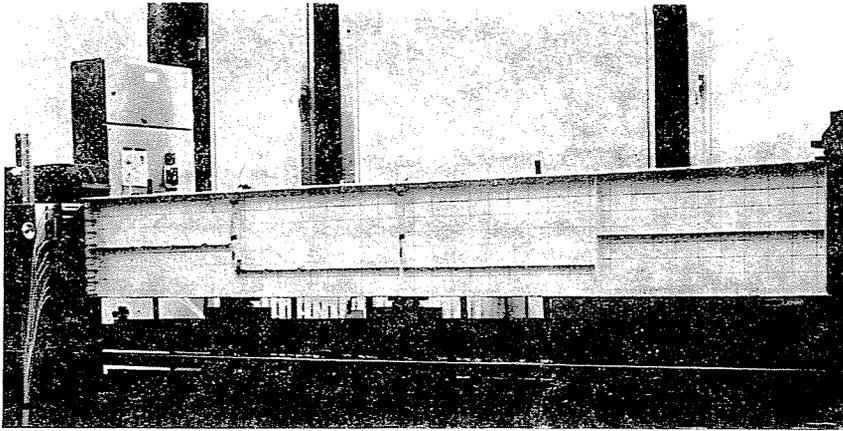


Abb. 2

Tabelle I

Versuchs Nr.	Stegblechdicke, mm	Fließgrenze	Festigkeit	Querschnittsform und Abmessungen der Längsrippe
		des Stegblechs in, kN/cm <sup>2</sup>		
WG1	1,5	26,5	38,8	
WG2	1,5	26,5	38,8	
WG5	1,5	26,5	38,8	
WG6	1,5	26,5	38,8	
WG7	1,5	26,5	38,8	
WG8	1,5	26,5	38,8	
WG9	1,5	26,5	38,8	
WG10	1,5	26,5	38,8	
GVG1	1,5	26,5	38,8	2x 
GVG2	1,5	26,5	38,8	2x 
GVG3	1,5	26,5	38,8	2x 
GVG4	1,5	26,5	38,8	2x 
GVG5	1,0	23,8	33,5	2x 
GVG6	1,0	23,8	33,5	2x 

Tabelle II

Die Versuchs- und Berechnungsergebnisse des versteiften Stegblechs

Versuchs-Nr.	Stegbl. Abmessungen (mm)	Hor. Abmessungen der Längsrippe (mm)	Vert. Abmessungen der Längsrippe (mm)	$P_{Texp}$ (kN)	$P_{zu1}^{(1)}$ (kN)	$n_T = \frac{P_{Texp}}{P_{zu1}^{(1)}}$	$P_{zu1}^{(2)}$ (kN)	$n_T = \frac{P_{Texp}}{P_{zu1}^{(2)}}$	$P_{zu1}^{(3)}$ (kN)	$n_T = \frac{P_{Texp}}{P_{zu1}^{(3)}}$	Ursache des Versagens
1	2	3		4	5	6	7	8	9	10	11
WG 1		25—2		42,0	17,7	2,37	12,6	3,33	20,0	2,10	Platte
WG 2		25—2	16—2	52,0	21,4	2,43	16,5	3,14	21,3	2,44	Platte
WG 5		15—1	15—1	49,0	15,2	3,21	10,7	4,58	19,1	2,57	Platte
WG 6	350—1,5	18—0,8	8—0,8	54,4	15,0	3,64	10,3	5,27	17,5	3,11	Rippe
WG 7		20—1	12—1	42,3	16,5	2,56	10,9	3,88	19,5	2,16	Platte
WG 8		18—1	7—1	42,0	14,0	2,99	9,8	4,27	15,3	2,74	Rippe
WG 9		24—1	10—1	42,0	18,1	2,32	12,8	3,29	20,1	2,09	Platte
WG 10		24—1	10—1	41,8	18,1	2,31	12,8	3,26	20,1	2,08	Platte
GVG 1		2×24—1	15—1	42,3	30,7	1,38	24,5	1,72	24,5	1,72	Platte
GVG 2	350—1,5	2×13—1	13—1	38,3	22,3	1,71	12,0	3,20	16,6	2,31	Rippe
GVG 3		2×22—1	20—1	56,2	31,4	1,79	26,6	2,11	24,8	2,27	Platte
GVG 4		2×12—1	12—1	39,3	22,3	1,76	11,2	3,51	16,7	2,36	Rippe
GVG 5	350—1,0	2×26—1,5	20—1,5	23,2	13,3	1,74	13,2	1,76	12,9	1,79	Platte
GVG 6		2×26—1,5	20—1,5	25,0	6,5	3,85	6,5	3,85	11,4	2,19	Platte
MS 1		40—4	—	122,0	38,8	3,14	32,6	3,74	59,6	2,05	Platte
MS 2	608—2,1	40—4	—	153,0	76,5	2,00	61,2	2,50	71,8	2,13	Platte
MS 3		40—4	—	180,0	107,6	1,67	93,5	1,93	81,6	2,20	Platte

Bemerkungen:

 $P_{zu1}^{(1)}$  nach Diagramme [2] bzw. [3] mit  $m = 1$ . $P_{zu1}^{(2)}$  nach Diagramme [2] bzw. [3] mit  $m = 4$ . $P_{zu1}^{(3)}$  nach vorgeschlagener Berechnung.

MS Versuchsserie von Rockey—Evans—Porter [1].

 $n_T, M_{TW}$   
 $\sigma_{nT}$ 2,404  
0,7363,255  
1,0042,253  
0,333

enthält die zulässige Belastung nach den Klöppel-Scheer [2], bzw. Klöppel-Möller [3] Diagrammen, als Funktion der relativen Rippensteifigkeit  $\gamma$  und der relativen Querschnittsoberfläche  $\delta$ , wo

$$\gamma = \frac{I_L}{0,1 \cdot m \cdot b \cdot t^3}, \quad \text{und} \quad \delta = \frac{A_L}{b \cdot t}$$

sind.

Die Spalte 5 der Tabelle II enthält die zum Wert  $m = 1$ , die Spalte 7 die zum Wert  $m = 4$  gehörenden zulässigen Belastungen; die entsprechenden Sicherheitsfaktoren  $n_T$  (als Verhältnisse der experimentellen Traglasten und der zulässigen Belastungen) sind in Spalten 6 und 8 zu finden. In den letzten zwei Zeilen wurden der Mittelwert und die Streuung der Sicherheitsfaktoren angegeben.

Aufgrund der Versuchsergebnisse ist es klar, daß die mittels der Klöppel-Scheer bzw. Klöppel-Möller Diagramme durchgeführte Berechnung der Werte  $m = 1$  und  $m = 4$  eine sehr große Streuung zeigt, und die Ergebnisse für die Ingenieurpraxis nicht beruhigend sind. Es ist gut erkennbar, daß die Minderung der relativen Rippensteifigkeit durch die Erhöhung des Wertes  $m$  die Probleme nicht lösen kann, weil die Erhöhung des Sicherheitsfaktoren-Mittelwertes mit der Zunahme der Streuung verbunden ist, d. h. die Zuverlässigkeit der Berechnung vermindert sich noch.

Die Analyse der Versuchsergebnisse bestätigt einen bedeutenden, prinzipiellen Unterschied zwischen dem pre- und postkritischen Zustand des Stegbleches und in der Beanspruchung der Längsrippen. Die tatsächliche Tragfähigkeit hängt auch von solchen Rippenparametern ab, die bei der Berechnung der linearen kritischen Last überhaupt keine Rolle spielen (Torsionssteifigkeit, Biegesteifigkeit in der Stegblechebene). Abb. 3 zeigt den Träger WG 1 mit

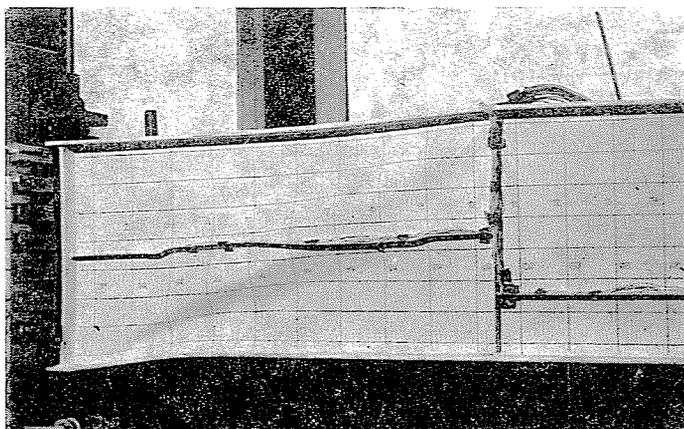


Abb. 3

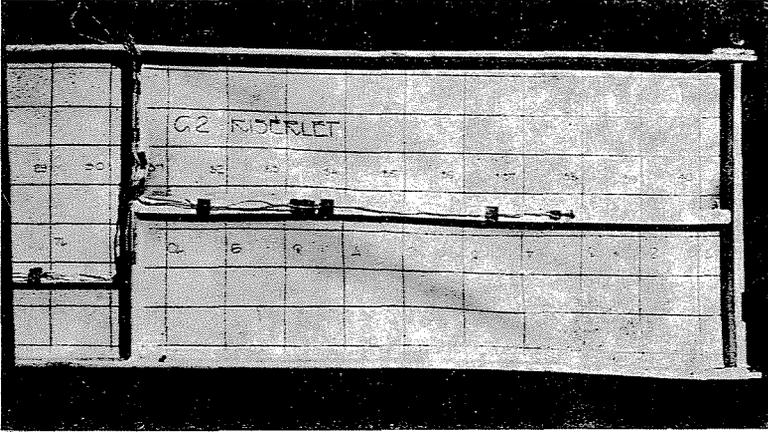


Abb. 4

Flachstahlrippe, wo die Erschöpfung der Tragfähigkeit der Rippe unzweifelhaft durch den infolge der Stegblechdeformation entstandenen Torsionsmoment hervorgerufen wurde. Die Bedeutung der Biegesteifigkeit in der Stegblechebene besteht in der Zunahme der Breite der Stegblechzugzone (Abb. 4). Um diese Wirkung der Steifigkeitsparametern in der Berechnung genauer in Betracht nehmen zu können, müssen in der Zukunft noch weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt werden.

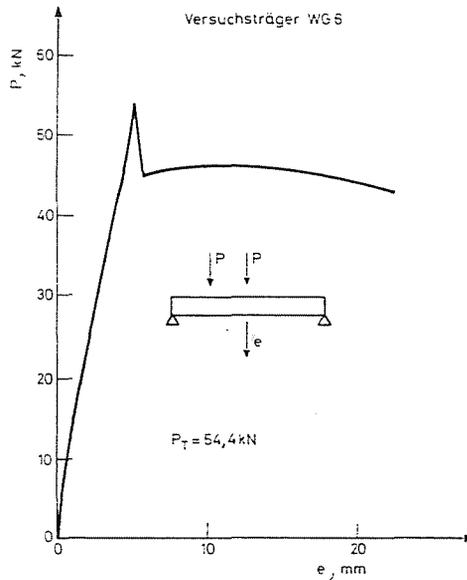


Abb. 5

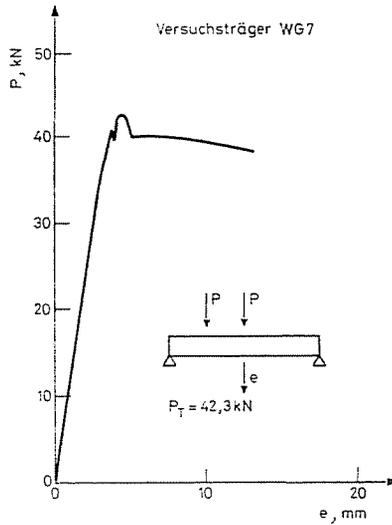


Abb. 6

Unter den Erfahrungen der durchgeführten Versuche ist die Beobachtung bemerkenswert, daß das Versagen des versteiften Stegbleches immer sehr plötzlich, ohne Vorzeichen eingetroffen ist. Nach Erreichen eines Spitzenwertes ist die Traglast stark gesunken, und hat sich dann auf einem niedrigeren Niveau stabilisiert. (Als Beispiel werden zwei Last-Durchbiegungsdiagramme in Abb. 5 und 6 gezeigt.)

#### Vorschlag zu einer annähernden Berechnungsmethode der zulässigen Last des biege- und schubbeanspruchten, versteiften Stegbleches

Die mit den Versuchsergebnissen unterstützte Näherungsmethode wird im folgenden zusammengefasst:

1) Mit Verwendung des auf die Stegblechebene berechneten Trägheitsmoments  $I_L$  und der Querschnittsoberfläche  $A_L$  der unsymmetrischen Rippe wird die zulässige, reduzierte Beulspannung  $\sigma_{B,zul}$  nach der Verzweigungstheorie (z. B. nach Klöppel-Scheer, bzw. Klöppel-Möller) bestimmt.

Es wird im weiteren vorausgesetzt, daß der Normalspannungsanteil von  $\sigma_{red}$  von der mitttragenden Breite des Stegbleches und der Rippe als Knickstab getragen wird; der Schubspannungsanteil verteilt sich auf zwei Teile. Eine Hälfte (50%) wird von dem zur linearen kritischen Theorie gehörenden Modell (als Scheibe), die andere Hälfte vom Zugfeld-Modell (als Seil) aufgenommen.

So schreibt man:

$$T_K = 0,5 \frac{\sigma_{B,zul}}{\sigma_{red}} \cdot T$$

$$\tau_K = \frac{T_K}{b \cdot t}, \quad \Delta T = T - T_K, \quad \Delta \tau = \frac{\Delta T}{b \cdot t}$$

wo  $T$  die Schubkraft von äußerer Belastung,

$\sigma_{\text{red}}$  die höchste Vergleichsspannung im Stegblechfeld nach Huber-Mises-Hencky,

$\sigma_{B,\text{zul}}$  die zulässige Vergleichs-Beulspannung bedeutet.

2) Es wird die mittragende Breite nach Formeln

$$Z = \frac{t}{\Delta b} \sqrt{\frac{E}{1,5 \cdot \sigma_{\text{zul}}}}$$

und

$$\frac{b \cdot e}{\Delta b} = \frac{1,1(2Z + 1) - \sqrt{[1,1(2Z + 1)]^2 - 8,8Z}}{2}$$

(s. Abb. 7), bestimmt, dann folgt die Bestimmung der Querschnittsparameter des Knickstabes (Abb. 8).

3) Beanspruchungen der Längsrippe:

$$N_b = (A_L + \Delta b \cdot t) \sigma$$

$$M_b = \left( \frac{N_b \cdot a}{500} + 0,0025 \cdot \Delta \tau \cdot t \cdot a^2 \right) \frac{I_x}{I_x - N_b \frac{1,5a^2}{\pi^2 E}}$$

4) Spannungsnachweis:

a) in der Stegblechebene

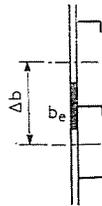


Abb. 7

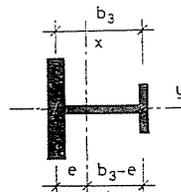


Abb. 8

Abb. 8

Es werden die Spannungsanteile des Zugfeldes (als Seil) nach Formeln

$$\tau_S = \frac{b}{b_S} \cdot \Delta\tau \quad \sigma_{Sx} = \alpha \cdot \tau_S \quad \sigma_{Sy} = \frac{1}{\alpha} \cdot \tau_S$$

bestimmt.

Die Höhe des Zugfeldes  $b_S$  ist nach Versuchserfahrungen im Werte

$$b_S \cong 0,5 \cdot b$$

einzuschätzen.

Die Vergleichsspannung aus diesen Spannungen und aus "Scheibe"-Schubspannung  $\tau_K$  soll nicht größer als die zulässige Spannung des Stegbleches sein:

$$\sigma_{\text{red,St}} = \sqrt{\left(\alpha^2 + \frac{1}{\alpha^2} - 1\right) \tau_S^2 + 3(\tau_S + \tau_K)^2} \leq \sigma_{\text{zul,St}}$$

b) in der Längsrippe:

Es wird nachgewiesen, daß die Ungleichung

$$\sigma_1 = \frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{I_x} (b_3 - e) \leq \sigma_{\text{zul,Rippe}}$$

erfüllt ist.

5) Stabilitätsnachweis:

Es wird vorausgesetzt, daß die Längsrippe mit der mitwirkenden Breite des Stegbleches durch Biegedrillknickung mit gebundener Drillachse (Schnittlinie, Steg-Rippe) versagt.

Laut der entsprechenden Formeln muß die Relation:

$$\sigma = \frac{N_b}{A_b} \leq \varphi_B \cdot \sigma_{\text{zul,Rippe}}$$

erfüllt sein.

Hier wird der Abminderungsfaktor der Biegedrillknickung  $\varphi_B$  in Funktion der Vergleichsschlankheit  $\lambda_1$  nach den Bemessungsvorschriften bestimmt:

$$\varphi_B = f(\lambda_1)$$

Die Schlankheit  $\lambda_1$  ist mit Hilfe der bekannten Zusammenhänge

$$d_1 = \frac{I_x \cdot M_b}{N_b \left[ I_x - N_b \frac{1,5a^2}{\pi^2 E} \right]}$$

$$\varrho_1 = \frac{\frac{I_x + I_y}{A_b} + e^2 + d_1 (q_x - 2e)}{c^2 + (e - y_o)^2}$$

$$\lambda_1 = \varrho_1 \cdot \frac{a}{\sqrt{\frac{I_y}{A_b}}}$$

zu berechnen.

Die Ergebnisse der vorgeschlagenen Näherungsmethode wurden in der Spalte 9, und die entsprechenden Sicherheitsfaktoren in der Spalte 10 der Tabelle II zusammengefaßt. Es kann festgestellt werden, daß das Verhältnis der

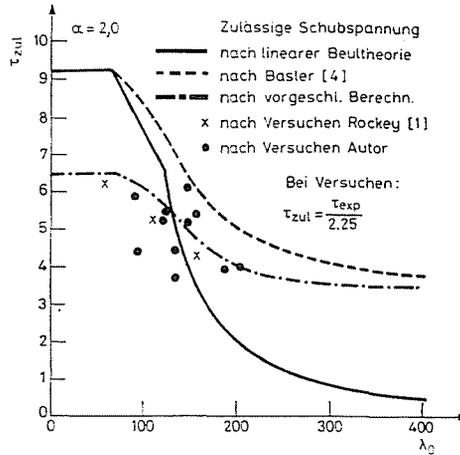


Abb. 9

experimentellen und berechneten Werte wesentlich besser geworden ist, der Mittelwert des Sicherheitsfaktors genügend hoch, und die Streuung relativ klein ist.

Die Ergebnisse wurden in Abb. 9 zusammengestellt. Die Abbildung enthält die zulässigen Spannungen nach der linearen Beultheorie, die für unversteifte und versteifte Stegbleche ebenso gültig sind in der Funktion von Plattenschlankheit  $\lambda_0$ . (Die Plattenschlankheit wird mit der idealen Beulspannung

$\sigma_{Vki}$  nach der Formel  $\lambda_0 = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{Vki}}}$  definiert.)

Um ein Vergleich zu erleichtern, sind die zulässigen Spannungen für unversteifte Stegblechfelder nach Basler's Theorie und für versteifte Felder nach der vorgeschlagenen Berechnungsmethode dargestellt worden. Die aus Versuchsergebnissen mit einem Sicherheitsfaktor  $n_T = 2,25$  bestimmten zulässigen Spannungen bestätigen die Tendenz, die sich in der vorgeschlagenen Berechnungsmethode ausdrückt. Aufgrund der Versuchsergebnisse kann man die Reduzierung der erreichbaren maximalen Schubspannungen bei den versteiften Stegblechen — gegenüber den Spannungen des unversteiften Stegblechfeldes mit derselben Plattenschlankheit — als Notwendigkeit zur Kenntnis nehmen.

Die Versuche bestätigten die Vermutung, dass die versteiften bzw. unversteiften Stegbleche mit derselben Plattenschlankheit — also mit derselben Beullast — hinsichtlich der Traglast grosse Unterschiede aufweisen.

### Zusammenfassung

Am Lehrstuhl für Stahlkonstruktionen der TU Budapest wurden in den Jahren 1982—83 insgesamt 14 Versuche durchgeführt, um das postkritische Verhalten des ausgesteiften, schubbeanspruchten Stegbleches und die Wirkung der Steifigkeitsparametern der Längsrippe besser zu erforschen.

Aus dem Vergleich der eigenen und einiger ausländischen Versuchsergebnisse, bzw. der Ergebnisse der Berechnung nach linearer, kritischer Theorie ist es klar geworden, daß die Tragfähigkeit des ausgesteiften Stegbleches mit Hilfe dieser Berechnung nicht mit der nötigen Zuverlässigkeit beurteilt werden kann. Deswegen wird eine neue Berechnungsmethode vorgeschlagen, die die Bestimmung der Schubtragfähigkeit des Stegbleches mit größerer Zuverlässigkeit ermöglicht.

### Zeichenerklärung

$a$	Feldlänge
$b$	Feldbreite
$t$	Stegblechdicke
$\alpha$	Seitenverhältnis des Feldes
$E$	Elastizitätsmodul
$M$	Biegemoment von äußerer Belastung
$T$	Scherkraft
$\sigma$	Normalspannung von äußerer Belastung
$\sigma_{\text{red}}$	Vergleichsspannung von Huber-Mises-Hencky
$\sigma_{Vki}$	ideale Vergleich-Beulspannung
$\sigma_{\text{zul}}$	zulässige Spannung
$\sigma_{B,\text{zul}}$	zulässige Vergleich-Beulspannung
$\lambda_0 = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{Vki}}}$	Plattenschlankheit
$A_L$	Querschnittsoberfläche der Längsrippe
$I_L$	Trägheitsmoment der Längsrippe

### Literatur

1. ROCKEY—EVANS—PORTER: Test on Longitudinally Reinforced Plate Girders. Subjected to Shear Seminar of Stability of Steel Structures, Liège 1977; Preliminary Report S. 295.
2. KLÖPPEL—SCHEER: Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten. Verlag W. Ernst u. Soh, Berlin 1960.
3. KLÖPPEL—MÖLLER: Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten II. Band. Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin, 1968.
4. BASLER: Strength of Plate Girders in Shear. Journal of Struct. Div. Proc. of ASCE, 87, No. ST7, Oct. 1961.
5. SKALOUD—ZÖRNEROVA: Post-Buckled Behaviour of Webs in Shear. Rozpravy CSAV, Praha Rocnik 82 (1972).
6. MERRISON: Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girders. London, 1974.

Dr. István SZATMÁRI H-1521 Budapest