

MARIAN GIŻEJOWSKI<sup>1</sup>  
ZBIGNIEW STACHURA<sup>2</sup>

Institute of Building Engineering  
Faculty of Civil Engineering  
Warsaw University of Technology

<sup>1</sup>e-mail: m.gizejowski@il.pw.edu.pl

<sup>2</sup>e-mail: z.stachura@il.pw.edu.pl

# PARTIAL FACTORS FOR THE MEMBER STABILITY RESISTANCE OF STEEL STRUCTURES

## Abstract

*Up-to-date investigations carried out by the authors of this paper were concerned with the analysis of cross-section resistance utilization ratios (RURs) of statically determinate elements of steel floor construction, assuming that elements are fully restrained against overall instability. Numerical values of RURs were predicted according to Eurocodes implemented in Poland as standards PN-EN and according to Polish standards PN-B being substituted. For the cross section resistance according to Eurocodes, partial resistance factors were taken as unity, as it has been recommended in the Polish National Annex, and their differentiated, modified values according to authors' own proposal. Hereafter, a discussion on the evaluation of partial factors for the member stability resistance (buckling of columns and lateral-torsional buckling of beams) is taken place. The proposal for the evaluation of partial factor values in the whole range of element slenderness is presented together with a statistical analysis of section and member resistances taking into account the authors' proposal developed.*

**Keywords:** steel elements, cross-section resistance, member resistance, partial factors, statistical analysis

## 1. Introduction

The present contribution is a continuation of authors' investigations presented in Giżejowski and Stachura [1] and referred to the evaluation of cross-section resistance partial factors of statically determinate structural elements in steel floor constructions. Results included different sensitivity of cross section to local buckling, i.e. the effect of section class. This paper extends the previously undertaken topic of section resistance analysis of steel floor structural elements towards their overall stability resistance, considering the steel grades S235 and S355, the most frequently used in practice.

Analysis of safety requirements according to the same computational model of the steel floor structure was carried out for main floor structural elements, and under the condition of resistance utilization ratios equalization using two different packages of design codes taken into account. Resistance utilization

factors (RURs) obtained with reference to the code PN-90/B-03200 [2] and associated PN-B codes were accounted for together with the code PN-EN 1993-1-1 [3] and associated PN-EN codes.

## 2. Methodology and results

Partial factors  $\gamma_M$  resulting from the analysis of safety requirements as described above are as follows:

- in case of elements bent in the plane of greater cross section moment of inertia and subjected to lateral-torsional buckling:

$$\begin{aligned} \gamma_M &= \frac{M_{b,Rk,EN}}{M_{b,Rk,PN}} \cdot \frac{M_{Ed,PN}}{M_{Ed,EN}} \gamma_s = \\ &= \frac{M_{c,Rk,EN}}{M_{c,Rk,PN}} \cdot \frac{\chi_{LT}}{\phi_{LT}} \cdot \frac{(\gamma_{G,PN} + \gamma_{Q,PN} \cdot \psi)}{(\gamma_{G,EN} + \gamma_{Q,EN} \cdot \psi)} \gamma_s \end{aligned} \quad (1)$$

- in case of elements axially compressed and subjected to different modes of buckling:

$$\begin{aligned} \gamma_M &= \frac{N_{b,Rk,EN}}{N_{b,Rk,PN}} \cdot \frac{N_{Ed,PN}}{N_{Ed,EN}} \gamma_s = \\ &= \frac{N_{c,Rk,EN}}{N_{c,Rk,PN}} \cdot \frac{\chi}{\phi} \cdot \frac{(\gamma_{G,PN} + \gamma_{Q,PN} \cdot \psi)}{(\gamma_{G,EN} + \gamma_{Q,EN} \cdot \psi)} \gamma_s \end{aligned} \quad (2)$$

where notation adopted is as used in by Gizejowski and Stachura [1] and furthermore:

$\varphi_{LT}$ ;  $\chi_{LT}$  – stability reduction factors with regard to lateral-torsional buckling (LT buckling) according to [2] and [3], respectively;

$\phi$ ;  $\chi$  – stability reduction factors with regard to buckling under compression (F, T or TF buckling) according to [2] and [3], respectively.

In Equations. (1) and (2), the relative slenderness ratios  $\bar{\lambda}_{LT,PN}$  and  $\bar{\lambda}_{PN}$  according to [2] can be expressed as functions of corresponding slenderness ratios  $\bar{\lambda}_{LT,EN}$  and  $\bar{\lambda}_{EN}$  according to [3] as follows:

- for elements bent about the major axis y-y and subjected to LT buckling:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{LT,PN} &= \sqrt{\frac{M_{c,Rk,PN} \gamma_{cr}}{M_{cr,PN} \gamma_s}} = \sqrt{\frac{1,33 \cdot 210}{205 \cdot \gamma_s}} \\ &\cdot \sqrt{\frac{W_{y,PN}}{W_{y,EN}}} \cdot \sqrt{\frac{M_{c,Rk,EN}}{M_{cr}}} = a_{b,LT} \bar{\lambda}_{LT,EN} \end{aligned} \quad (3)$$

- for elements axially compressed and subjected to different modes of buckling:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{PN} &= \sqrt{\frac{N_{c,Rk,PN} \gamma_{cr}}{N_{cr,PN} \gamma_s}} = \sqrt{\frac{1,33 \cdot 210}{205 \cdot \gamma_s}} \\ &\cdot \sqrt{\frac{A_{PN}}{A_{EN}}} \cdot \sqrt{\frac{N_{c,Rk,EN}}{N_{cr}}} = a_b \bar{\lambda}_{EN} \end{aligned} \quad (4)$$

where:  $A_{PN}$ ,  $A_{EN}$  – class dependent cross-section area according to [2] and [3], respectively;

$W_{y,PN}$ ,  $W_{y,EN}$  – class dependent cross-section modules according to [2] and [3], respectively;

$M_{cr}$  – critical moment of perfect elastic element subjected to LT buckling,

$N_{cr}$  – critical force of perfect elastic element subjected to F, T or TF buckling modes,

$a_b$  – buckling parameter dependent upon the steel grade (for 1, 2 or 3 section class) and upon the steel grade and section class (for sections of class 4) for elements subjected to axial compression,

$a_{b,LT}$  – lateral-buckling parameter dependent upon the steel grade and section class for elements bent about the axis of greater moment of inertia.

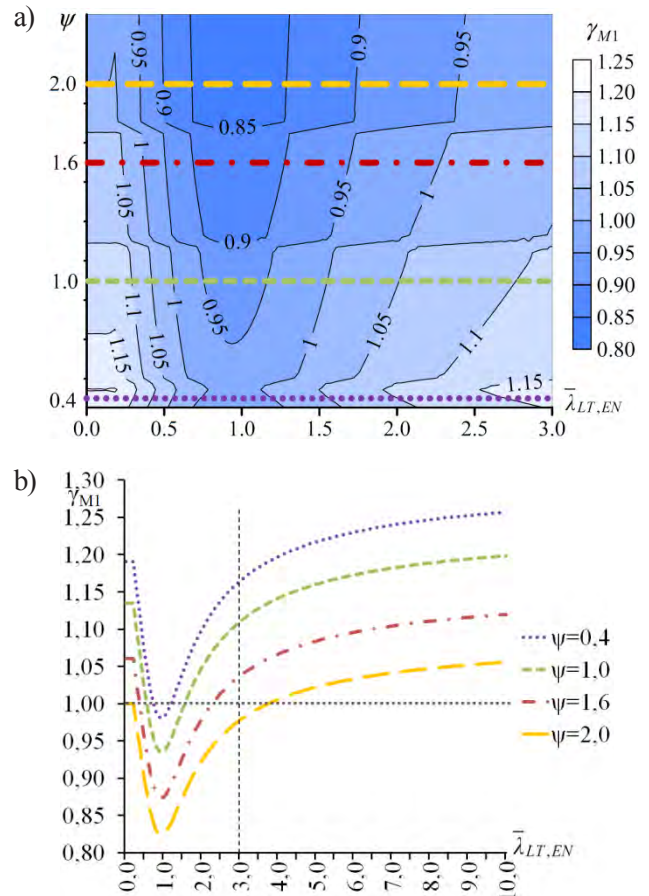


Fig. 1. Results presenting values of partial factors for lateral-torsional buckling of rolled IPE beams: a) mapped on plane, b) presented as curves of  $\gamma_{M1}$  for chosen values of  $\psi$ .

Results of stability resistance partial factors may be expressed as function dependent upon two arguments: relative slenderness ratio according to [3] and the load parameter  $\psi$ . Exemplary results are mapped and shown graphically in Figure 1. In Figure 1a the results referred to lateral-torsional buckling of rolled IPE beams, the buckling of which is assessed with use of the general PN-EN code method are presented. Four lines in the above figure are associated with four values of the load parameter  $\psi$ , namely  $\psi = 0.4$ ;  $\psi = 1.0$ ;  $\psi = 1.6$  and  $\psi = 2.0$  that correspond approximately to imposed load values 1.7; 4.2; 6.8 and 8.5 kN/m<sup>2</sup>, respectively. Four levels of the load factor are in line with boundaries for the description of changes in the prediction of design load combinations as it has been considered by Gizejowski and Stachura [1] in their detailed analysis of cross section resistance partial factors. In Fig. 1b), the curves of slenderness dependent member stability resistance factor  $\gamma_{M1}$  for chosen four values of the load parameter  $\psi$  are presented as a result of four respective vertical cuts of

the surface mapped in Figure 1a. A rapid drop in the values of partial factor is observed with the increase of slenderness below it takes approximately the value of 1.0. Furthermore, above the slenderness of being equal to unity, there is a monotonic increase of the partial factor  $\gamma_{MI}$  to its certain asymptotic value.

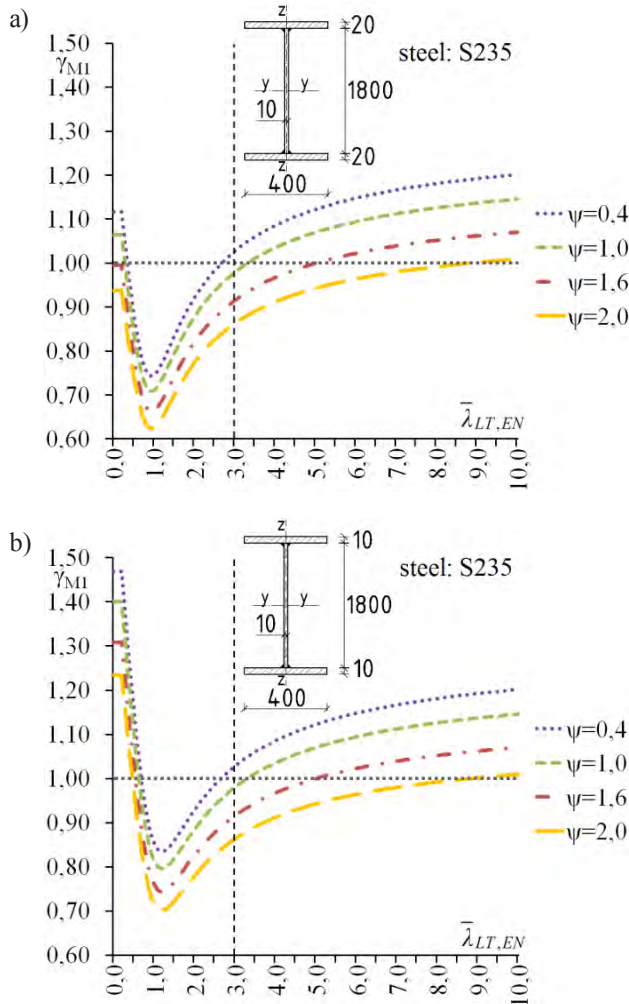


Fig. 2. Values of partial factors for lateral-torsional buckling of welded plate girders: a) with slender walls being supported and compact supporting walls, b) with slender walls being supported and slender supporting walls

Figure 2 shows the results of lateral-torsional buckling of welded class 4 I-section plate girders. In case of plate girder sections with compact supporting walls (Fig. 2a) and larger load factor, Eurocodes approach ensures a greater safety level than that yielding from PN-B codes approach, noting that the practical range of relative slenderness ratio of up to 3.0 is considered. In case of plate girder sections with slender supporting walls (Fig. 2b), larger values exceeding unity of the partial factor  $\gamma_{MI}$  are observed

in the range of girder low relative slenderness ratios. For larger girder slenderness ratios, the tendency is the same as for the girder sections with compact supporting walls. It clearly shows that the overall instability phenomenon of slender elements is practically independent from factors that are decisive in the evaluation of cross section resistance.

In case of section wide flange I-section rolled profiles of HEA type, analysis results referred to flexural buckling about y-y are show in Figure 3a. A decrease of the partial factor is observed in course of increase of the compressed member slenderness ratio but in a narrower range than in case of girders. For buckling about the axis of weaker section moment of inertia (axis z-z), values of  $\gamma_{MI}$  are for practical range of load factors above unity and are generally decreasing with a subjection to slight fluctuations in course of the slenderness ratio increase, and then increase towards asymptotic values in the same way as in case of buckling about y-y axis (see Fig. 3b).

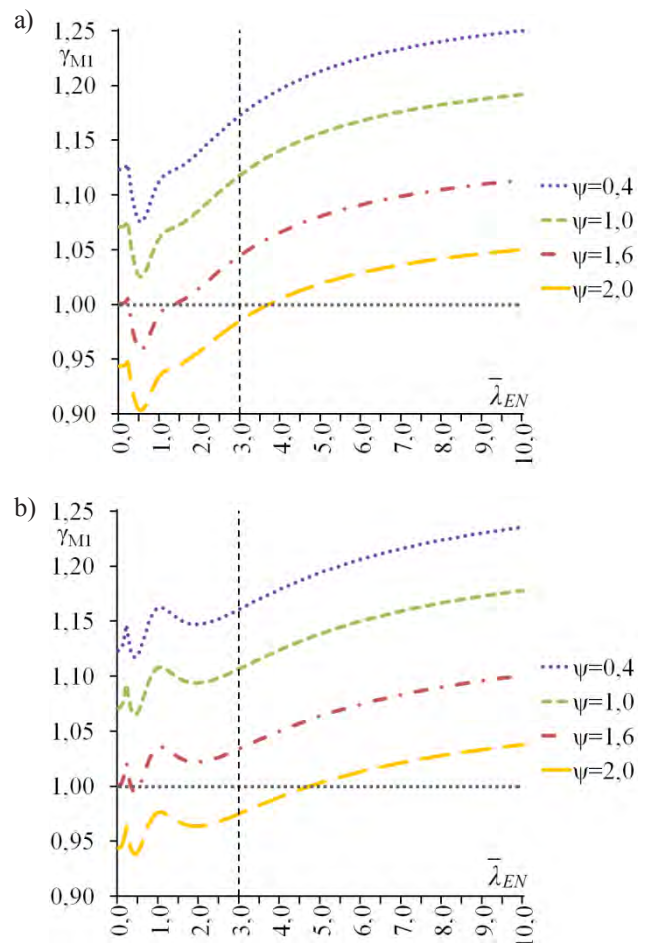


Fig. 3. Values of partial factors for compressed columns made of rolled HEA profile of steel S235/S355: a) buckling about axis y-y, b) buckling about axis z-z

Results for buckling about both axes of narrow flange I-section rolled profiles of IPE type and columns of box welded sections, as well as for buckling about y-y axis of welded class 4 I-section plated columns are similar to those of rolled HEA profiles buckling about y-y axis. Furthermore, results for welded class 4 I-section plated columns buckling about the weaker section moment of inertia are similar to those of rolled HEA profiles buckling about z-z axis.

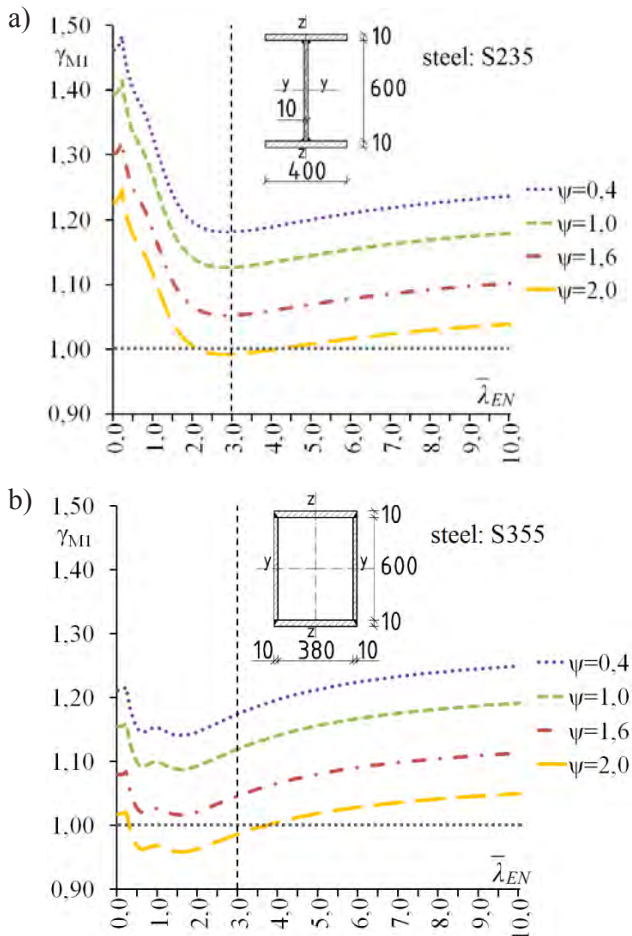


Fig. 4. Values of partial factors for compressed columns made of welded plate and box sections with slender supporting walls: a) buckling about axis z-z, b) buckling about axis y-y and z-z

Results for buckling of welded class 4 I-section and box section plated columns with slender supporting walls are shown in Figure 4. Practically in the whole range of column relative slenderness ratios, the Eurocodes approach gives a lower safety level than that of national codes PN-B being substituted by PN-EN codes. Lower values of the resistance factor  $\gamma_{M1}$  for box section columns than those corresponding to I-section columns in the range of small relative slenderness ratios result from the fact that the

national PN-B steel code recommendations allow for a critical state of local buckling of web supporting wall (more slender wall that is restrained at both edges by neighbouring wall segments) that reduces the ultimate section resistance to a lesser extent than the flange cantilever-like supporting wall in case of I-section plated column.

### 3. Summary and concluding remarks

In Fig. 5, results of statistical analysis of cross-section resistance partial factors calculated according to the National Annex in [3] and taking into consideration the authors' proposal. The proposed section resistance partial factors were developed in [1]. A slight correction of these values is made for sections with slender walls being supported and non-slender supporting walls.

In case of rolled beams (see Fig. 5a), the mean value of resistance partial factor is 1.08 and the coefficient of variation is 5.5%. When values of partial factors from Table 1 are used, an equalization of safety requirements according to PN-B and PN-EN standard packages is achieved. Mean value becomes then 1.03 with the coefficient of variation of 3.3%. Similar tendency is observed in case of welded plate girders. The mean value is lowered from 1.11 to 0.99 and the coefficient of variation is reduced from 7.4% to 5.9%. On average, the resistances calculated according to the Polish code [2] and according to [3] but with proposed values of partial factors are about 5% closer to each other, and there is about 2% reduction in the value of coefficient of variation.

Thanks to introduction of slenderness dependent stability resistance partial factor  $\gamma_{M,ult}$ , that plays the role of constant factor  $\gamma_{M1}$  in the code [3], there is a possibility to fulfil the boundary conditions for design value of member resistance, i.e. to obtain the following factors:  $\gamma_M$  for resistance of stocky elements (equal to the cross-section resistance) and asymptotic  $\gamma_{M,cr}$  for resistance of slender elements. Taking into consideration the results presented in presented earlier figures, Figure 1 to Figure 4, as well as results of a wider analysis carried out for elements with different rolled and welded sections, the following formulas are proposed:

- buckling of compressed elements (reduction factor  $\chi$ ) and lateral-buckling of bending elements according to the alternative method from [3] (for rolled I-profiles and their welded counterparts, for which the reduction factor  $\chi_{LT}$  replaces  $\chi$ ):

Table 1. Partial factors according to authors' proposal

Load parameter $\psi$	Partial factors $\gamma_M$ for resistance of cross-section <sup>a)</sup>			Resistance partial factor $\gamma_{M,\sigma}$ for slender elements
	$\gamma_{M0}$ for 1 and 2 section class	$\gamma_{M1}$ for sections of class 4		
		Sections with slender walls being supported and nonslender supporting walls	Sections with slender walls being supported and slender supporting walls	
$\psi \leq 0.6$	1.10	1.15	1.20	1.25
$0.6 < \psi \leq 1.5$	1.05	1.10	1.15	1.20
$\psi > 1.5$	1.00	1.05	1.10	1.15

<sup>a)</sup> For sections of class 3, resistance partial factors  $\gamma_M$  are interpolated between  $\gamma_{M0}$  listed for class 1 and 2, and  $\gamma_{M1}$  for class 4

$$\chi \geq 0,5: \gamma_{M,ult} = \gamma_M \tag{5}$$

$$\chi < 0,5: \gamma_{M,ult} = \gamma_{M,\epsilon} + 2 \cdot \chi \cdot (\gamma_M - \gamma_{M,\epsilon}) \geq 1$$

– lateral buckling of bending elements of different sections made by rolling or welding, assessed by the general method from [3]:

$$\gamma_{M,ult} = 2 \cdot (\gamma_M + \gamma_{M,cr} - 2) \chi_{LT}^2 + (4 - \gamma_M - 3\gamma_{M,cr}) \chi_{LT} + \gamma_{M,cr} \geq 1 \tag{6}$$

where:  $\gamma_M$  – partial factors for resistance of cross-section according to Table 1,

$\gamma_{M,cr}$  – resistance partial factor for slender elements taken as the value being dependent upon a certain range of the load parameter  $\psi$  according to Table 1.

Similarly to Figure 5, the results of statistical analysis of resistance partial factors, but in relation to member resistance, are presented in Figure 6 and Figure 7. In case of bending and lateral-torsional buckling of rolled beams made of IPE profiles (Fig. 6a), the mean value of partial factor corresponding to RURs calculated according to PN-B and PN-EN codes is 1.05 with the coefficient of variation of 5.7%. Equalization of safety levels according to both above stated packages of codes, made with use of authors' proposal for partial factors according to Equation (5), leads to the decrease of mean value to 0.98 with the coefficient of variation of 4.0%. In case of lateral-torsional buckling of welded plate girders with compact supporting walls (see Fig. 6b), Eurocodes approach ensures a greater safety than PN-B codes being replaced by PN-EN ones, giving the mean value of 0.93 with the coefficient of variation of 5.8%. When partial factor according to authors' proposal is applied, see Equation (6), the mean value is only slightly affected (decreased to the level of 0.88) while a substantial reduction of the coefficient of variation is observed (of about 2.5%).

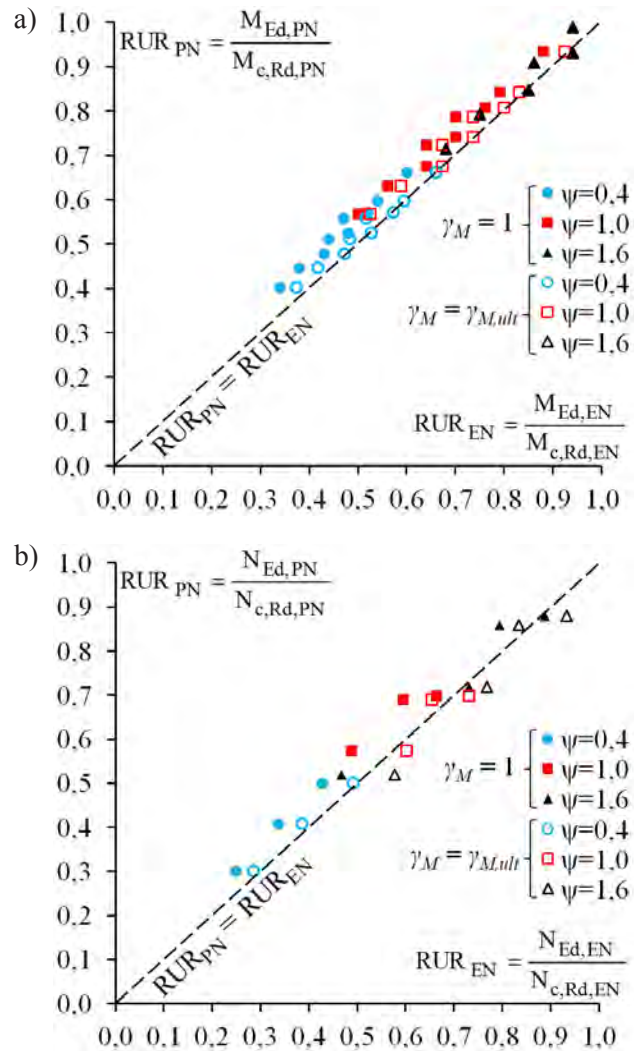


Fig. 5. Comparison of cross section resistance utilization ratios: a) rolled beams of I-profile, b) welded plate girders under axial compression made of slender walls being supported and compact supporting walls

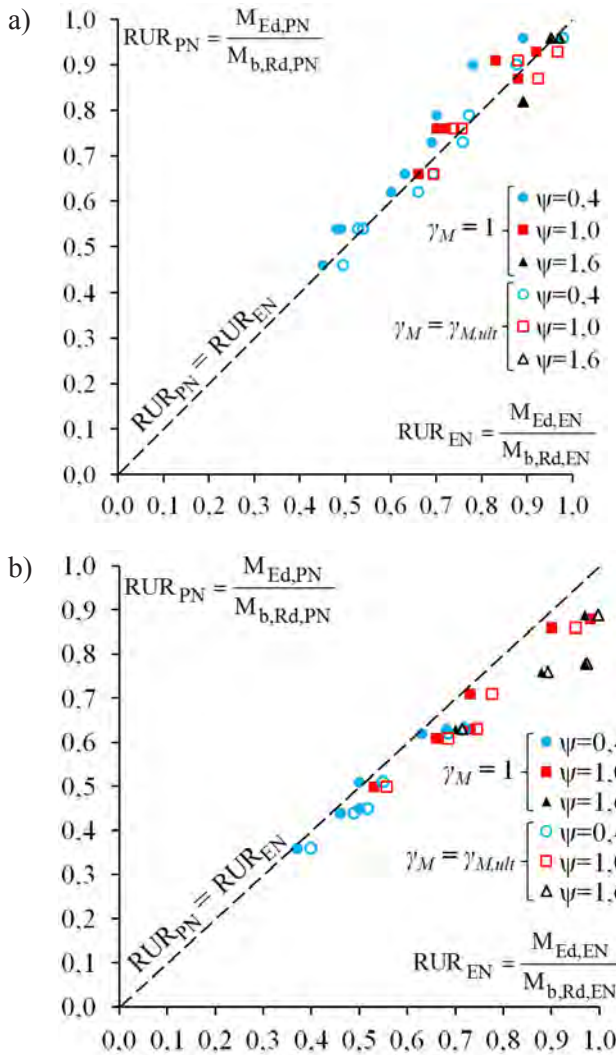


Fig. 6. Comparison of member resistance utilization ratios: a) rolled beams of I-profile under bending, b) welded plate girders under bending made of slender walls being supported and compact supporting walls

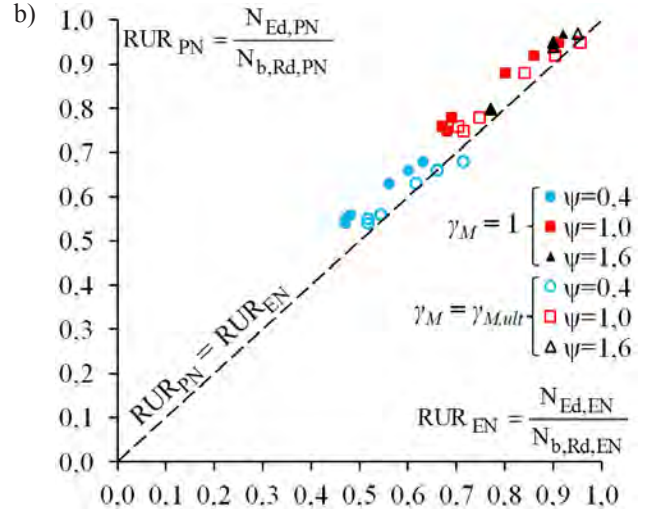
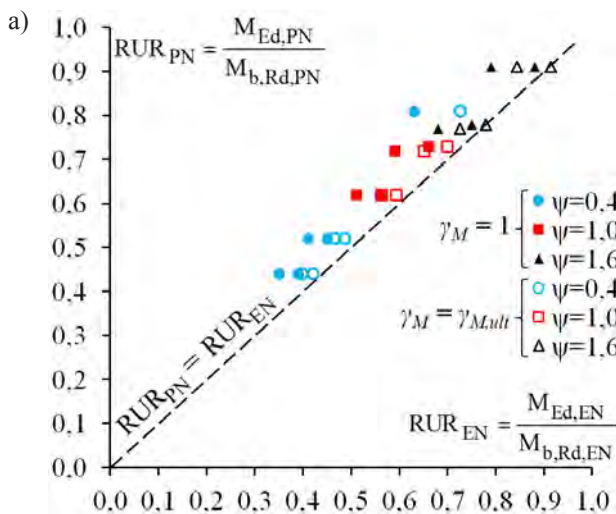


Fig. 7. Comparison of member resistance utilization ratios: a) welded plate girders under bending (with slender supporting walls), b) compressed columns made of rolled HEA profile

In case of lateral-buckling of class 4 I-section plate girders with slender supporting walls (see Fig. 7a), the safety level evaluated according to National Annex of PN-EN steel code diverges the most from that of replaced codes PN-B. Using the proposed member resistance partial factor according to Equation (6), a decrease of mean value is observed from 1.16 to 1.07, and also a decrease of the coefficient of variation from 7.1% to 3.8%.

For buckling of compressed members of I-section rolled columns of HEA type (Fig. 7b), the application of partial factor according to Equation (5) leads also to better adjustment of safety levels according to Eurocodes implemented in Poland and PN-B codes being substituted by Eurocodes. Analysis shows the decrease of mean value from 1.10 to 1.03 and also the reduction of the coefficient of variation from 4.1% to 3.0%.

References

[1] Giżejowski M., Stachura Z.: *Współczynniki częściowe w ocenie nośności przekroju elementów konstrukcji stalowych*. „Budownictwo i Architektura”, 12(2), Politechnika Lubelska 2013, 213-220.  
 [2] PN-90/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.  
 [3] PN-EN 1993-1-1. Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.

Marian Giżejowski  
Zbigniew Stachura

# Współczynniki częściowe w ocenie stateczności elementów konstrukcji stalowych

## 1. Wprowadzenie

Niniejsze opracowanie stanowi kontynuację pracy Giżejowskiego i Stachury [1] dotyczącej dyskusji sposobu przyjęcia wartości współczynników częściowych do nośności przekroju statycznie wyznaczalnych elementów konstrukcji stropów stalowych. Niniejsza praca obejmuje zagadnienia stateczności ogólnej tych elementów.

Analizę bezpieczeństwa elementów stropów stalowych przeprowadzono z uwzględnieniem warunku równości wskaźników wykorzystania nośności (WWN) otrzymanych dla tego samego obliczeniowego modelu konstrukcji, ale po przyjęciu dwóch różnych pakietów norm. Uwzględniono wskaźniki otrzymane z projektowania na podstawie normy PN-90/B-03200 [2] i związanych z nią norm PN-B oraz odpowiadające im wskaźniki wykorzystania nośności otrzymane z obliczeń przeprowadzonych na podstawie normy PN-EN 1993-1-1 [3] i związanych z nią norm PN-EN.

## 2. Metodologia i rezultaty

Współczynniki częściowe  $\gamma_M$  do nośności elementów ulegających niestateczności ogólnej, wynikające z analizy bezpieczeństwa na podstawie wyżej wymienionego podejścia mają postać:

- w przypadku elementów zginanych w płaszczyźnie większej bezwładności przekroju i ulegających zwichrzeniu jak przedstawia wzór (1),
- w przypadku elementów ściskanych osiowo i ulegających różnym formom wyboczenia jak przedstawia wzór (2).

Wyniki analizy współczynnika częściowego do nośności elementu można wyrazić, jako funkcję dwóch argumentów: smukłości względnej określonej wg normy [3] oraz parametru  $\psi$ . Przykładowe wyniki analizy w postaci warstwicznej przedstawiono graficznie na Rysunku 1. Rysunku 1a przedstawia wyniki dotyczące zwichrzenia zginanych belek walcowanych typu IPE, ocenianego wg normy [3] metodą

ogólną. Wyróżniono cztery poziomy parametru  $\psi$  do zilustrowania przebiegu współczynnika częściowego do nośności elementu:  $\psi = 0,4$ ;  $\psi = 1,0$ ;  $\psi = 1,6$  i  $\psi = 2,0$ ; odpowiadające w przybliżeniu wartościom obciążenia użytkowego: 1,7; 4,2; 6,8 oraz 8,5 kN/m<sup>2</sup>. Wartości te odpowiadają zmianom wartości współczynnika do kombinacji obciążeń zmiennych, analogicznie jak w pracy [1] dotyczącej współczynników częściowych do nośności przekroju. Na rysunku 1b przedstawiono krzywe ilustrujące przebieg współczynnika częściowego  $\gamma_{MI}$  dla wybranych czterech wartości parametru  $\psi$  jako wynik przecięcia pionową płaszczyzną powierzchni, której warstwicę przedstawiono na rysunku 1a. Można zaobserwować bardzo szybki spadek wartości współczynnika częściowego poniżej 1,0 wraz ze wzrostem smukłości, a następnie od smukłości względnej ok. 1,0 wzrost wartości współczynnika  $\gamma_{MI}$  do odpowiednich wartości asymptotycznych.

Wykresy z analizy zwichrzenia dwuteowych blachownic spawanych klasy 4 pokazano na rysunku 2. W przypadku blachownicy z krępyimi ściankami podpierającymi (rys. 2a) w zakresie praktycznych smukłości, Eurokod zapewnia większy poziom bezpieczeństwa od zastępowanych norm krajowych PN-B. W przypadku blachownic ze smukłymi ściankami podpierającymi (rys. 2b) duże wartości współczynnika  $\gamma_{MI}$  związane z nośnością przekroju maleją wraz ze wzrostem smukłości, a następnie rosną asymptotycznie do tych samych wartości, jak dla przekrojów z krępyimi pasami.

W przypadku ściskania słupów o przekroju typu HEA, przy wyboczeniu względem osi y-y (rys. 3a) obserwuje się również obniżenie wartości współczynnika częściowego wraz ze wzrostem smukłości, ale w mniejszym stopniu niż przy zwichrzeniu. Przy wyboczeniu względem osi z-z (rys. 3b) w zakresie smukłości względnej do ok. 3,0 wartości współczynnika ulegają niewielkim wahaniom, a następnie rosną asymptotycznie do wartości jak przy wyboczeniu względem osi y-y.

Podobne wyniki do otrzymanych przy wyboczeniu elementów o przekroju typu HEA względem osi y-y, uzyskuje się dla słupów z kształtowników IPE przy wyboczeniu względem obu osi oraz w przypadku dwuteowych słupów spawanych klasy 4 z krępyimi ściankami podpierającymi przy wyboczeniu względem osi y-y oraz skrzynkowym przy wyboczeniu względem obu osi. Wyniki dla spawanych dwuteowników klasy 4 z krępyimi ściankami podpierającymi przy wyboczeniu względem osi mniejszej bezwładności są zbliżone do uzyskanych przy wyboczeniu kształtowników HEA względem osi z-z.

Przy wyboczeniu słupów blachownicowych o przekroju klasy 4 ze smukłymi ściankami podpierającymi, dla których wyniki analizy przedstawiono na rysunku 4, Eurokod wykazuje mniejszy poziom bezpieczeństwa niż zastępowane normy krajowe PN-B praktycznie w całym zakresie smukłości względnej.

### 3. Podsumowanie i uwagi końcowe

Na rysunku 5 przedstawiono wyniki analizy statycznej współczynników częściowych do nośności przekroju, na podstawie Załącznika krajowego w [3] oraz propozycji autorów podanej w tabeli 1.

W przypadku belek walcowanych, wartość średnia współczynnika częściowego do nośności przekroju wynosi 1,08, zaś współczynnik zmienności 5,5%. Po uwzględnieniu wartości współczynników częściowych ujętych w tabeli 1, następuje zbliżenie poziomu bezpieczeństwa ocenianego wg pakietów norm PN-B i PN-EN. Wartość średnia wynosi wówczas 1,03, współczynnik zmienności zaś 3,3%. Podobna tendencja jest widoczna w przypadku blachownic spawanych. Uzyskuje się zmniejszenie wartości średniej z 1,11 do 0,99, oraz redukcję współczynnika zmienności z 7,4% do 5,9%. Można zauważyć średnio ok. 5% zbliżenie nośności oraz ok. 2% zmniejszenie rozrzutu wyników nośności ocenianych wg obu pakietów norm.

Analizując wyniki przedstawione na rysunkach 1 do 4, a także wyniki szerszych analiz dotyczących elementów o innych przekrojach walcowanych i spawanych, zaproponowano zależne od smukłości zależności (5) i (6) na współczynnik częściowy do nośności elementu  $\gamma_{M,ult}$  narażonego na niestateczność ogólną.

Podobnie jak na rysunku 5, na rysunkach 6 i 7 przedstawiono wyniki analizy wskaźników wykorzystania nośności, ale w odniesieniu do nośności elementu. W przypadku zwichrzenia belek o przekrojach walcowanych typu IPE (rys. 6a), po zastosowaniu

współczynnika częściowego ze wzoru (5), uzyskuje się zmniejszenie wartości średniej z 1,05 do 0,98 oraz współczynnika zmienności z 5,7% do 4,0%. Przy zwichrzeniu przekrojów klasy 4 z krępyimi ściankami podpierającymi (rys. 6b), Eurokod zapewnia większy poziom bezpieczeństwa w porównaniu do zastępowanych norm krajowych PN-B, przy czym wartość średnia wynosi 0,93; współczynnik zmienności zaś 5,8%. Po zastosowaniu współczynnika częściowego wg wzoru (6) uzyskuje się znaczne zmniejszenie rozrzutu wyników o ok. 2,5% i tylko nieznaczne zmniejszenie wartości średniej z 0,93 do 0,88.

W przypadku zwichrzenia blachownic o przekrojach klasy 4 ze smukłymi ściankami podpierającymi (rys. 7a), gdzie poziom bezpieczeństwa Eurokodu najbardziej odbiega od poziomu zastępowanych norm krajowych PN-B, po zastosowaniu współczynnika częściowego wg (6) obserwuje się największe zmniejszenie wartości średniej z 1,16 do 1,07 i redukcję współczynnika zmienności z 7,1% do 3,8%. Przy wyboczeniu słupów o przekrojach typu HEA (rys. 7b), po zastosowaniu współczynnika częściowego wg wzoru (5) uzyskuje się również zmniejszenie wartości średniej z 1,10 do 1,03 oraz redukcję współczynnika zmienności z 4,1% do 3,0%.