

Сравнительный анализ несущей способности изгибаемых элементов, рассчитанных по СНиП II-23 и EN1993-1-1

Малишевский Е.С.

(Научный руководитель – Жабинский А.Н.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

Целью настоящей работы является сравнение несущей способности изгибаемых элементов, постоянного сечения при расчете на прочность и устойчивость по СНиП и EN.

Расчет по СНиП II-23 [1]. Расчет на прочность элементов (кроме балок с гибкой стенкой, с перфорированной стенкой и подкрановых балок), изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле:

$$M = W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c$$

где

N – несущая способность элемента на изгиб;

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести;

γ_c – коэффициент условия работы, принимается по табл.6* [1];

W_n – момент сопротивления сечения нетто.

Расчет на прочность разрезных балок сплошного сечения из стали с пределом текучести до 530 МПа (5400 кгс/см²), несущих статическую нагрузку, при соблюдении пп. 5.19*-5.21, 7.5 и 7.24 [1] следует выполнять с учетом развития пластических деформаций по формуле:

при изгибе в одной из главных плоскостей при касательных напряжениях $\tau \leq 0,9$ (кроме опорных сечений):

$$M = C_1 \cdot W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c$$

где C_1 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, принимается по табл.66 [1].

Расчет балок на устойчивость двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки и удовлетворяющих требованиям пп. 5.12 и 5.14* [1], следует выполнять по формуле:

$$M = \Phi_b \cdot W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c$$

где Φ_b – коэффициент снижения расчетных сопротивлений при изгибно-крутильной форме потери устойчивости балок, принимается по прил. 7* [1].

При определении значения за расчетную длину балки l_{ef} следует принимать расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений (узлами продольных или поперечных связей, точками крепления жесткого настила); расстояние между точками закреплений сжатого пояса в горизонтальной плоскости при закреплении пояса на конце и по длине консоли.

Коэффициент Φ_b для расчета балок на устойчивость.

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии для определения коэффициента Φ_b необходимо вычислить коэффициент Φ_1 по формуле:

$$\Phi_1 = \Psi \frac{J_y \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2}{J_x \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2} \frac{E}{R_y}$$

где Ψ – следует принимать по табл. 77 и 78* [1] в зависимости от характера нагрузки и параметра α ;

J_x и J_y – моменты инерции сечения брутто относительно осей соответственно $x-x$ и $y-y$;

E – модуль упругости стали;

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести;

l_{ef} – расчетная длина балки определяемая согласно требованиям п. 5.15 [1];

h – высота сечения;

J_t – момент сопротивления сечения.

Значение α для прокатных двутавров определяют:

$$\alpha = 1,54 \frac{J_t \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2}{J_y \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2}$$

По значению Φ_1 согласно таблице 81 [1] находим Φ_b . Если

$\Phi_1 \leq 0,85$, тогда $\Phi_b = \Phi_1$. Если $\Phi_1 \geq 0,85$, тогда $\Phi_b = 0,68 + 0,21\Phi_1$.

Расчет по ТКП EN1993-1-1 [2]. Несущая способность изгибаемого элемента, проверяется по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0,$$

где M_{Ed} – расчетный изгибающий момент;

$M_{b,Rd}$ – расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба;

В соответствии с [2], $M_{b,Rd}$ определяется:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ — для поперечных сечений классов 1 и 2;}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ — для поперечных сечений класса 3;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ — для поперечных сечений класса 4,}$$

где

χ – понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости;

$W_{el,min}$ и $W_{eff,min}$ – соответствуют волокнам с максимальным напряжением в упругой стадии.

f_y – предел текучести;

γ_{M0} – частный коэффициент безопасности при определении несущей способности поперечных сечений по прочности независимо от класса.

Несущая способность элементов по устойчивости для изгибаемых элементов постоянного сечения определяется по формуле:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}},$$

где W_y – соответствующий момент сопротивления сечения, принимаемый следующим образом:

- а) $W_y = W_{pl,y}$ – для поперечных сечений классов 1 и 2;
- б) $W_y = W_{el,y}$ – для поперечных сечений класса 3;
- в) $W_y = W_{eff,y}$ – для поперечных сечений класса 4;

χ_{LT} – понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба.

γ_{M1} – частный коэффициент безопасности при определении несущей способности элемента по устойчивости.

Для изгибаемых прокатных или эквивалентных сварных сечений значения χ_{LT} для соответствующей условной гибкости можно определить по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}, \end{cases}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

где Φ_{LT} – величина для определения понижающего коэффициента;

β – поправочный коэффициент для кривых потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных сечений;

$\bar{\lambda}_{LT}$ – условная гибкость при потере устойчивости плоской формы изгиба;

α_{LT} – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;

$\bar{\lambda}_{LT,0}$ – прямолинейный участок кривых потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных сечений.

Значения χ_{LT} можно также определить по графику кривых потери устойчивости (рис.6.4.[2]).

На рисунке 1 показаны кривые потери устойчивости для определения χ_{LT} в зависимости от $\bar{\lambda}_{LT}$.

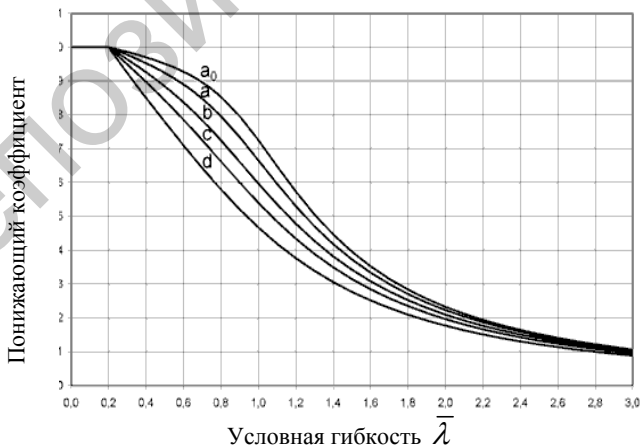


Рисунок 1 – Кривые потери устойчивости

Рекомендуемые значения коэффициентов, учитывающих начальные несовершенства, для кривых потери устойчивости плоской формы изгиба приведены в таблице 2.

Таблица 2 (см. таблица 6.3[2])

Кривая потери устойчивости	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Коэффициент χ_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Для прокатных и эквивалентных сварных сечений рекомендуются следующие значения:

- $\bar{\lambda}_{LT} = 0,4$ (максимальное значение);
- $\chi = 0,75$ (минимальное значение).

Пример расчета.

Балка длиной 5 м, сечение из двутавра 30Б1. Сталь С235.

Расчетная схема приведена на рис. 2. Сила приложена по середине пролета. Определить значение силы *F* при которой будет обеспечена прочность и общая устойчивость балки.

Расчет по СНиП II.23.81*

Для стали С235 по ГОСТ 27772 при толщине полки двутавра 8,5 мм $R_y = 235 \text{ МПа}$.

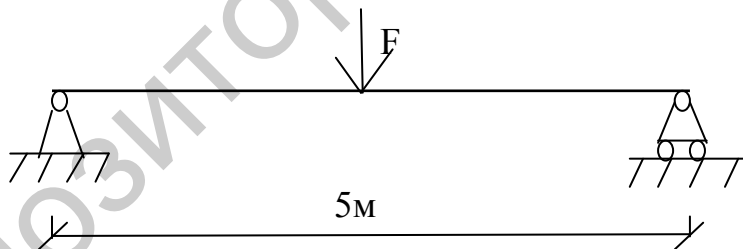


Рисунок 2 – Расчетная схема.

Геометрические характеристики сечения балки приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Геометрические характеристики двутавра 30Б1

30Б1	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t_w</i>	<i>t_f</i>	<i>r</i>	<i>A</i>	<i>I_y</i>	<i>I_x</i>
	мм	мм	мм	мм	мм	см ²	см ⁴	см ⁴
	297,6	140,0	5,8	8,5	12,0	41,92	6320,0	390,0

Определим несущую способность балки.

При упругой стадии работы:

$$M_x = 424 \cdot 10^{-3} \cdot 230 \cdot 0,95 = 92,64 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Тогда значение силы, приложенной к верхнему поясу балки, равняется:

$$F = 4 \cdot M_x / L = 4 \cdot 92,64 / 5 = 74,11 \text{ кН}$$

При пластической стадии работы:

$$M_{plx} = 1,085 \cdot 424 \cdot 10^{-3} \cdot 230 \cdot 0,95 = 100,52 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Тогда значение силы, приложенной к верхнему поясу балки, равняется:

$$F = 4 \cdot M_{plx} / L = 4 \cdot 100,52 / 5 = 80,4 \text{ кН}$$

Устойчивость балки двутаврового сечения изгибаемой в плоскости стенки определяется следующим образом:

$$M = \Phi_b \cdot W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c = 0,235 \cdot 424 \cdot 10^{-3} \cdot 230 \cdot 0,95 = 21,77 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Где

$$\Phi_b = \Phi_1 = 0,232;$$

$$\Phi_1 = \Psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} = 0,232 ;$$

$$\Psi = 1,75 + 0,09\alpha = 1,75 + 0,09 \cdot 10,16 = 2,66;$$

$$\alpha = 1,54 \cdot \frac{9,12}{390} \cdot \frac{500}{29,76} = 10,16;$$

$$J_t = 1,2 \cdot (2 \cdot 14 \cdot 0,85^3 / 3 + 28,060,58^3 / 3) = 9,12 \text{ (см}^4\text{)} - \text{крутящий момент};$$

$$W_x = 2 \cdot S_x = 424 \text{ см}^3 \text{ (из сортамента);}$$

Тогда значение силы, при которой будет обеспечена общая устойчивость балки без закреплений пояса из плоскости, равняется:

$$F = 4 \cdot M / L = 4 \cdot 21,77 / 5 = 17,4 \text{ кН};$$

Расчет по ТКП EN 1993-1-1-2009

При толщине полки двутавра ($t=8,5$ мм), из стали С235 значение предела текучести $f_y=235$ Н/мм².

Классификация поперечного сечения (табл. 5.2[2])

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1;$$

Свес полки:

$$C_f = (b - t_w - 2r) / 2 = (140 - 8,5 - 2 \cdot 12) / 2 = 53,76;$$

$$C_f / t_f = 53,76 / 8,5 = 6,32 < 9 \varepsilon = 9.$$

Полка относится к поперечному сечению класса 1;

Стенка:

$$C_w = h - 2t_f - 2r = 297,6 - 2 \cdot 5,8 - 2 \cdot 12 = 228 \text{ (мм)};$$

$$C_w / t_w = 228,8 / 5,8 = 39,3 < 72\varepsilon = 72.$$

Стенка относится к поперечному сечению класса 1.

Сечение всей балки также относится к классу 1.

Значение момента для балки при изгибно-крутильной форме потери устойчивости (общей форме потери устойчивости) равно:

$$M_{b,Rd} = \chi \cdot W_y \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,210 \cdot 424 \cdot 10^{-3} \cdot 235 / 1 = 20,92 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

где

$$W_y = W_{pl,y} = 424 \text{ (см}^3\text{)}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{3,87 + \sqrt{3,87^2 + 2,38^2}} = 0,210;$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (2,38 - 0,2) + 2,38^2] = 3,87;$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{424 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{17,6 \cdot 10^6}} = 2,38$$

$h/b = 2,13 > 2$ = кривая устойчивости C, получаем $\chi_{LT} = 0,49$.

Упругий критический момент общей потери устойчивости:

$$M_{cro} = C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot J_z / L^2 \cdot \left(J_w / J_z + L^2 \cdot G \cdot J_t / (\pi^2 \cdot E \cdot J_z) \right)^2 = 1,365 \cdot 3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 390 \cdot 10^{-8} \cdot 10^6 / 5^2 \cdot \left(81489 \cdot 10^{-12} / (390 \cdot 10^{-8}) + 5^2 \cdot 10^6 \cdot 81000 \cdot 9,12 \cdot 10^{-8} / (3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 390 \cdot 10^{-8} \cdot 10^6) \right)^2 = 17,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$X_1 = 1,88 - 1,4\psi + 0,52\psi^2 = 1,365;$$

$E = 210000 \text{ МПа}$; $G = 81000 \text{ Н/мм}^2$; $J_w = 81489 \text{ (см}^4\text{)}$ – секториальный момент инерции.

Тогда значение силы при которой балка теряет общую устойчивость равно $F = 4 \cdot M_{b,Rd} / L = 4 \cdot 20,92 / 5 = 16,74 \text{ кН}$.

Расчет балки по ТКП EN НП (Национальное приложение), аналогичен расчету по EN, и отличается тем, что частный коэффициент безопасности $\gamma_{M1} = \gamma_m / \gamma_c = 1,025$.

В таблице 3 приведены результаты расчета балки по документам [1], [2] и [3].

Таблица 3 – Результаты расчета

Несущая способность	СНиП		ТКП EN		ТКП EN НП	
	Упругая стадия	Пластическая стадия	Упругая стадия	Пластическая стадия	Упругая стадия	Пластическая стадия
	F, кН	F, кН	F, кН	F, кН	F, кН	F, кН
По несущей способности	74,11	80,4	79,7	88,4	76	-----
По устойчивости	17,4	-----	16,7	-----	15,2	-----

Выводы

Анализ данных показывает, что значение силы при которой несущая способность балки обеспечена, рассчитанных по документам [2] и [3] соответственно выше, чем по документу [1]. При расчете на устойчивость балки, значение предельной силы по документу [1] превышает значения по документам [2] и [3].

Литература

7. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования.
8. EN 1993-1-1. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
9. ТКП EN 1993-1-1. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.