

Сопоставление методик расчёта устойчивости стенки при действии локальных нагрузок по ТКП EN 1993-1-5 и по СНиП II-23-81*

Колоцей Т.А.

(Научные руководители – Лагун Ю.И., Надольский В.В.)
Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Введение

Целью работы является сравнение методик расчёта устойчивости стенки при действии локальных нагрузок по ТКП EN 1993-1-5 и по СНиП II-23-81*.

Далее представлены основные расчетные положения по данным нормативным документам.

1. Расчёта устойчивости стенки при действии локальных нагрузок по ТКП EN 1993-1-5

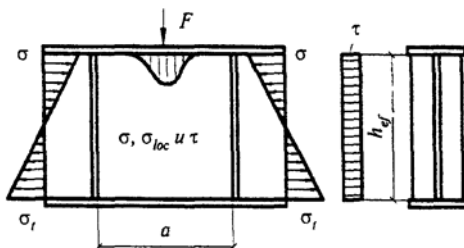


Рисунок 1 – Расчётная схема при проверке местной потери устойчивости стенки под воздействием локальной нагрузки

Проверку предельного состояния несущей способности стенки при действии локальной нагрузки выполняют по следующей формуле:

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0, \quad (1.1)$$

где F_{Ed} – расчетное значение локальной нагрузки;

F_{Rd} – несущая способность стенки при проверке местной устойчивости под воздействием локальной нагрузки.

Несущая способность стенки с элементами жёсткости или без них при проверке местной устойчивости под воздействием локальной нагрузки определяется по следующей формуле:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}}, \quad (1.2)$$

где t_w – толщина стенки;

f_{yw} – предел текучести материала стенки;

L_{eff} – эффективная длина при определении несущей способности стенки при действии поперечных локальных сил, которая определяется по формуле:

$$L_{eff} = \chi_F l_y, \quad (1.3)$$

здесь l_y – эффективная длина приложения нагрузки, принимаемая по длине распределения усилия на пояс через жесткие опорные элементы;

χ_F – понижающий коэффициент, учитывающий местную потерю устойчивости стенки.

Понижающий коэффициент χ_F определяется по формуле:

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1,0, \quad (1.4)$$

где

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}}, \quad (1.5)$$

здесь

$$F_{cr} = 0,9 k_F E \cdot \frac{t_w^3}{h_w}. \quad (1.6)$$

Коэффициент k_F для стенок без продольных элементов жесткости определяют согласно рисунку 2.

В национальном приложении допускается устанавливать требования по определению k_F для стенок с продольными элементами жесткости. Рекомендуются следующие правила:

$$k_F = 6 + 2 \left[\frac{h_w}{a} \right]^2 + \left[5,44 \frac{b_1}{a} - 0,21 \right] \cdot \sqrt{\gamma_s}, \quad (1.7)$$

где b_1 – высота нагруженного отсека, принимается как расстояние в свету между нагруженным поясом и элементом жесткости;

$$\gamma_s = 10,9 \cdot \frac{I_{sl,1}}{h_w t_w^3} \leq 13 \cdot \left[\frac{a}{h_w} \right]^3 + 210 \cdot \left[0,3 - \frac{b_1}{a} \right], \quad (1.8)$$

здесь $I_{sl,1}$ – момент инерции площади элемента жесткости, находящегося ближе всего к нагруженному поясу, включая примыкающие участки стенки.

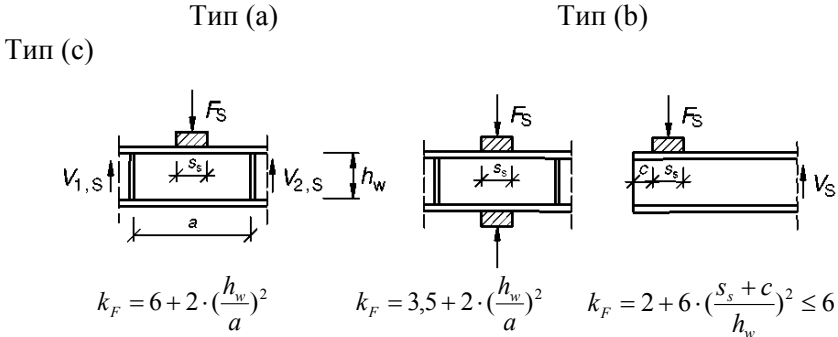


Рисунок 2 – Коэффициенты потери устойчивости для различных типов приложения нагрузки

Формула (1.6) справедлива для $0,05 \leq \frac{b_1}{a} \leq 0,3$ и $\frac{b_1}{h_w} \leq 0,3$ и приложения нагрузки по типу (а) согласно рисунку 2.

Эффективная длина приложения нагрузки на стенку l_y рассчитывается с применением безразмерных параметров m_1 и m_2 :

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w}; \quad (1.9)$$

$$m_2 = 0,02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 \text{ для } \bar{\lambda}_F > 0,5; \quad (1.10)$$

$$m_2 = 0 \text{ для } \bar{\lambda}_F \leq 0,5 \quad (1.10^*)$$

Для случаев типа (а) и (б) на рисунке 2 l_y определяют по формуле:

$$l_y = s_s + 2t_f \cdot \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2} \right) \text{ при } l_y \leq a, \quad (1.11)$$

где a — расстояние между поперечными элементами жесткости.

Для случая типа (с) l_y определяют как наименьшее значение, определенное по формулам (12), (13) и (14):

$$l_y = l_e + t_f \cdot \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_e}{t_f}\right)^2} + m_2 ; \quad (1.12)$$

$$l_y = l_e + t_f \cdot \sqrt{m_1 + m_2} ; \quad (1.13)$$

$$l_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \leq s_s + c . \quad (1.14)$$

2. Расчёта устойчивости стенки при действии локальных нагрузок по СНиП II-23-81*

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при наличии местного напряжения ($\sigma_{loc} \neq 0$) следует выполнять по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c , \quad (2.1)$$

где γ_c следует принимать по табл. 6* настоящих норм.

σ , τ и σ_{loc} определяются согласно следующим требованиям:

$$\sigma = \frac{M}{J_x} y , \quad (2.2)$$

$$\tau = \frac{Q}{th} , \quad (2.3)$$

где h — полная высота стенки;

M и Q — средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека больше его расчетной высоты, то M и Q следует вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека; если в пределах отсека момент или поперечная сила меняют знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком.

Местное напряжение σ_{loc} в стенке под сосредоточенной нагрузкой следует определять согласно требованиям настоящих норм.

В отсеках, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, одновременно должны быть учтены только два компонента напряженного состояния: σ и τ или σ_{loc} и τ .

τ_{cr} определять по формуле согласно формуле:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}. \quad (2.4)$$

Значения σ_{cr} и $\sigma_{cr,loc}$ в формуле (2.1) следует определять:

а) при $a/h_{ef} \leq 0,8$

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda_w^2}, \quad (2.5)$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\lambda_a^2}, \quad (2.6)$$

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (2.7)$$

где c_1 – коэффициент, принимаемый для сварных балок по табл.23 в зависимости от отношения a/h_{ef} и значения коэффициента δ , а для балок на высокопрочных болтах — по табл.23,а;

б) при $a/h_{ef} > 0,8$ и отношения σ_{loc}/σ больше значений, указанных в табл.24, σ_{cr} определяется по формуле:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\lambda_w^2}. \quad (2.8)$$

где c_2 – коэффициент, определяемый по табл.25 настоящих норм; $\sigma_{loc,cr}$ по формуле (2.6), в которой при $a/h_{ef} > 2$ следует принять $a=2h_{ef}$;

в) при $a/h_{ef} > 0,8$ и отношения $\sigma_{cr,loc}/\sigma$ не более значений, указанных в табл.24. σ_{cr} определяется по формуле (2.5), $\sigma_{loc,cr}$ – по формуле (2.6), но с подстановкой $0,5a$ вместо a при вычислении $\bar{\lambda}_a$ в формуле (2.6) и в табл.23.

Во всех случаях τ_{cr} следует вычислять по действительным размерам отсека.

Выводы

Методики расчёта устойчивости стенки при действии локальных нагрузок по ТКП EN 1993-1-5 и по СНиП II-23-81* отличаются не только определяемыми величинами, необходимыми для расчёта, но и самим принципом расчёта.

Для того чтобы сделать вывод, какой метод является более точным, необходимо рассчитать балку, прикладывая различные усилия, по двум выше рассмотренным методам.

Литература

1. ТКП EN 1993-1-5. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций. – Минск: МАиС, 2010
2. СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»