

4. Методические рекомендации о порядке определения стоимости проектных и изыскательских работ / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск: Белстройцентр, 2011. – 36 с.
5. Методические рекомендации о порядке определения стоимости разработки документации проектного обеспечения архитектурной, градостроительной и строительной деятельности: пост. Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 21 марта 2012 г., № 11.
6. Методические указания о порядке определения стоимости разработки документации проектного обеспечения строительной деятельности ресурсным методом: НЗТ 8.01.00-2014. – Введ. 01.07.2014. – Минск: Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2014.
7. О совершенствовании порядка определения стоимости строительства объектов и внесении изменений в некоторые указы Президента Республики Беларусь: Указ Президента Респ. Беларусь, 11 авг. 2011 г., № 361. – Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2011. – № 93. – 1/12766.
8. Мартынов, С.А. Определение стоимости разработки документации проектного обеспечения строительной деятельности ресурсным методом / С.А. Мартынов, Г.В. Ковалева, И.Н. Палхович // Строительство и ценообразование. - 2015. - №1(3). – С. 35–40.

Материал поступил в редакцию 30.12.15

**KUZMICH P.M., SRYVKINA L.G., VASILIUK A.A., STANCHUK V.V. Adapted application to calculate the cost of developing the project documentation to ensure construction activities «OSTORD»**

An analysis of approaches to determining the cost of project documentation development in Belarus is performed. The method for automating calculations using the application «OSTORD» is proposed.

УДК 624.014.2

**Надольский В.В.**

## АНАЛИЗ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЛОКАЛЬНОЙ НАГРУЗКЕ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

**Введение.** Вопросы обеспечения сопротивления стальных элементов на действие локальной нагрузки являются достаточно обособленными, но очень важными при исследовании работы тонкостенных конструкций. Несмотря на значительное внимание, они представляют обширную область для дальнейших исследований. В местах приложения таких нагрузок в стенке балки возникает сложное напряженное состояние. При этом значительную часть суммарного поля напряжений составляют местные напряжения. Исследование напряженно-деформированного состояния тонкостенного стержня осуществляется путем расчленения его на ряд составляющих плоских пластин, каждая из которых загружается нормальными и касательными усилиями взаимодействия.

В связи с введением с января 2010 г в Республике Беларусь ТКП по проектированию строительных конструкций, идентичных соответствующим Европейским нормам (Еврокодам), появился ряд вопросов требующих детального изучения. К таким вопросам относятся: изучение методов и принципов, заложенных в Европейских нормах, комплексное изучение процесса проектирования и конструирования, сопоставление отдельных проверок элементов и ряд других.

Анализ моделей сопротивления сечений стальных элементов (проверки прочности сечений, подверженных действию изгибающего момента, продольной силы, сдвигу) без учета эффектов потери местной устойчивости по документам СНиП II-23 [1], Еврокод 3 [2], показывает, что они практически совпадают. Однако в ряде случаев расчетные модели сопротивления различаются. В частности анализ моделей сопротивления центральному сжатию при проверках устойчивости (сопротивление продольному изгибу) стального элемента [3] показал, что расхождения в значениях коэффициента продольного изгиба для наиболее распространенных случаев достигают 20%. Наиболее существенно различаются модели сопротивления, учитывающие потерю местной устойчивости. Предварительный анализ моделей сопротивления локальной нагрузке, так же свидетельствует о существенных различиях в оценке несущей способности.

Отмеченные существенные различия вызывают острые дискуссии при внедрении Еврокодов в практику проектирования в Республике Беларусь. С одной стороны модели сопротивления принятые в Еврокодах являются одними из наиболее современных. С другой стороны расчетные модели национальных норм [1] проверены прак-

тикой проектирования и являются состоятельными (не являются причинами разрушений).

В статье освещено современное состояние вопроса расчета стальных конструкций на действие локальной нагрузки. Детально рассмотрены основные теоретические предпосылки, положенные в основу Еврокода 3 [2]. Автором предпринята попытка сравнить методики расчета в первом приближении на основе результатов анализа теоретических предпосылок и расчетных моделей сопротивления локальной нагрузке стальных элементов.

**Общие положения расчета элемента при действии локальной нагрузки.** Определение сопротивления элемента действию локальной нагрузки представляет собой теоретически сложную задачу. В связи с этим, первоначально большее распространение получили эмпирические расчетные модели, основанные на экспериментальных данных. Впоследствии, были развиты расчетные модели, основанные на механической идеализации процесса отказа. Для таких моделей выделяют две основные формы отказа. Первая определяется текучестью материала под нагрузкой, а вторая связана с потерей местной устойчивости стенки.

На основании этих форм отказа рассматривают несколько возможных стадий работы элемента. Первую стадию выделяют до потери местной устойчивости стенки от действия локальной нагрузки. При этом критерием наступления предельного состояния является достижение предела текучести или критической силы (напряжений) потери устойчивости. Как правило, на основании энергетических критериев устойчивости и вариационных принципов получены точные решения для критических сил (напряжений) для отдельных частных случаев конструктивных решений. Однако критические напряжения характеризуют только момент наступления потери местной устойчивости стенки, но не полное исчерпание сопротивления элемента.

Экспериментально и теоретически установлена возможность увеличения нагрузки на элемент после потери местной устойчивости стенки отсека при действии локальной нагрузки. В этом случае рассматривают закрытую стадию работы стенки отсека, при которой часть стенки теряет устойчивость. Такой подход позволяет учесть значительный резерв сопротивления локальной нагрузке

**Надольский Виталий Валерьевич**, к.т.н., старший преподаватель кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Белорусско-го национального технического университета.

Беларусь, БНТУ, 220027, г. Минск, пр. Независимости, 65.

стенки отсека за счет изменения схемы его работы, формирующейся после потери стенкой прямолинейной формы равновесия. Однако разработка критерия предельного состояния для данной стадии работы представляет сложную задачу в теоретическом и экспериментальном плане.

В большинстве современных документов по расчету стальных конструкций применяются механические модели. Основные различия механических моделей связаны со способами учета стадии работы стенки отсека и особенностями определения эффективной длины приложения локальной нагрузки.

**Отечественный опыт оценки сопротивления локальной нагрузке.** Расчет напряжений и перемещений в тонкостенных стержнях обычно производится на основании теорий В.З. Власова [5] (стержни открытого профиля) и теории А.А. Уманского [6] (стержни закрытого профиля). Но обе теории дают возможность определить только элементарные напряжения, которые по степени точности соответствуют предпосылкам теории сопротивления материалов. Элементарные напряжения описывают напряженное состояние практически точно лишь в поперечных сечениях, достаточно удаленных от мест приложения нагрузок и от мест, в которых имеются «возмущения» формы конструкции: диафрагмы, ребра жесткости, вырезы и т.п. Однако в случае оценки сопротивления сечения в зоне приложения локальной нагрузки следует производить прочностные расчеты элементов конструкций с учетом местных напряжений, то есть по существу рассчитывать их методами теории упругости [7]. При этом применительно к задачам расчета на локальную нагрузку следует учитывать совместность деформаций смежных пластин сечения, что существенно усложняет решение. Разница между элементарными напряжениями и местными напряжениями не только количественная, но и существенно качественная [7].

В теоретическом плане существенную проблему представляет выбор критерия наступления предельного состояния при локальной нагрузке. В отечественной практике при многокомпонентном напряженном состоянии для плоского напряженного состояния, как правило, в качестве критерия отказа «по пределу текучести» используют энергетическое условие пластичности. Критерием отказа «по потери местной устойчивости» предполагается недопущение потери местной устойчивости стенки элемента при расчетном уровне нагрузок, т.е. расчетная методика направлена на обеспечение местной устойчивости любыми способами.

Исследованием сопротивления стальных элементов локальным нагрузкам занимались В.А. Балдин, Н.Н. Безухов, Б.М. Броуде, М.Д. Жудин, А.И. Кузин, В.И. Моисеев, К.К. Нежданов, Б.Б. Лампси, А.Р. Ржаницын, А.И. Стрельбицкая, С.П. Тимошенко и др. [8-11].

Из числа отечественных работ, посвященных экспериментальному исследованию сопротивления локальным нагрузкам, следует особо отметить работы В.С. Ширманова [12], А.И. Кузина [13], И.Е. Спенглера [14], Н.Ю. Тряниной [15], А.И. Колесова [16].

**Оценка сопротивления элемента действию локальной нагрузки согласно СНиП II-23-81\*.** Согласно [1] проверка прочности и устойчивости выполняется раздельно. Проверка устойчивости стенок изгибаемых элементов выполняется на основе теории устойчивости прямоугольных пластинок, работающих в упругой стадии или за пределом упругости и имеющих соответствующие граничные условия. Остаточные напряжения, закритическая стадия работа и несовершенства пластинок, за исключением стенок тонкостенных балок, учтены косвенным путем - корректировкой результатов, полученных без учета этих факторов [4]. Устойчивость стенок балок проверяется с учетом их частичного защемления в поясах, степень которого при упругой работе балки зависит от соотношения жесткостей пояса и стенки. Эффект защемления стенки поперечными ребрами жесткости не учитывается, и в местах их постановки принимается шарнирное опирание кромок (граней) пластинки.

Значение критического локального напряжения  $\sigma_{loc,cr}$ , вычисляется по следующей формуле:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2}, \quad (1)$$

где  $c_1$  – коэффициент, учитывающий защемление краев пластинки, и также в неявной форме влияние начальных несовершенств;

$\bar{\lambda}_a$  – условная гибкость отсека:

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t} \cdot \sqrt{R_y/E}, \quad (2)$$

где  $a$  – расстояние между поперечными элементами жесткости;

Значения критического локального напряжения принимаются независимо от длины распределения давления нагрузки  $l_{ef}$ . Согласно [4] более точное значение  $\sigma_{loc,cr}$  с учетом длины распределения давления от нагрузки можно определять по формуле:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{X \cdot (a_0 + a_1 \cdot \rho + a_2 \cdot \rho^2) \cdot R_y}{\rho \cdot \bar{\lambda}_a^2}. \quad (3)$$

В соответствии с п. 5.13 [1] для расчета на прочность стенки балки в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленным ребрами жесткости, условие прочности по местным напряжениям имеет следующий вид:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4)$$

где  $F$  – расчетное значение нагрузки (силы);

$t$  – толщина стенки балки;

$l_{ef}$  – условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания по рис. 3.

$$l_{ef} = b + 2t_f, \quad (5)$$

здесь  $t_f$  – толщина верхнего пояса балки, если балка сварная, или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная.

**Зарубежный опыт оценки сопротивления локальной нагрузке.** Одной из первых наиболее удачных механических моделей была модель, предложенная Т.М. Robert и К.С. Rockey [17, 18]. Данная модель с небольшими изменениями применяется в американских нормах ANSI/AISC-360-05 «Specification for Structural Steel Buildings». Свой вклад в теоретическое и экспериментальное обоснование моделей сопротивления локальной нагрузке внесли А. Bergfelt, Т. W. Bossert, А. Ostapenko, N. Markovic, А.С. Newark, S. Shimizu, D. Ungerman и др. В 1994 г. O. Lagerqvist [19, 20] предложил модель для определения сопротивления элемента действию локальной нагрузки, которая легла в основу методики, регламентированной ТКП EN 1993 [2].

Эта модель включает три основные расчетные процедуры. Первая – определение сопротивления стенки  $F_y$  по критерию текучести стали, основываясь на механической модели (см. рисунок). Вторая – определение теоретической критической силы  $F_{cr}$  потери местной устойчивости стенки, которая используется для вычисления условной гибкости отска  $\lambda$ . Третья – определение понижающего коэффициента устойчивости  $\chi$ , учитывающего зависимость сопротивления элемента от условной гибкости отсека.

Сопротивление стенки  $F_y$  по критерию текучести стали получается из равенства виртуальной работы внешних и внутренних сил для механической модели:

$$F_y = 4 \cdot \frac{M_i + M_0}{s_y} + f_{yw} \cdot t_w \cdot \left( s_s + 2t_f + \frac{s_y}{2} \right). \quad (6)$$

Величина  $s_y$  определяется из условия минимума выражения (6).

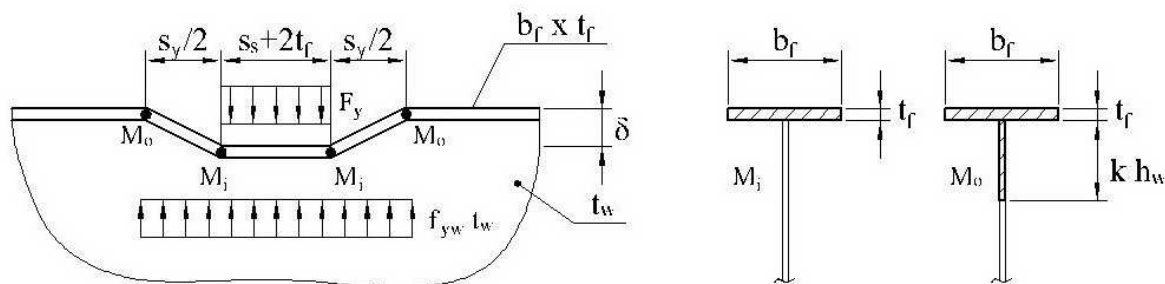


Рисунок. Механическая модель для определения сопротивления стенки по критерию текучести стали

$$s_y = \sqrt{\frac{8 \cdot (M_j + M_0)}{f_{yw} \cdot t_w}} \quad (7)$$

Параметры  $M_0$  и  $M_j$  являются пластическими моментами, образующиеся в поясе. При определении  $M_j$  расчетное сечение состоит только из пояса, для  $M_0$  расчетное сечение включает дополнительно часть стенки  $k \cdot h_w$ . С учетом некоторых допущений при определении пластических моментов  $M_0$  и  $M_j$ , окончательные выражения принимают следующий вид:

$$M_0 = \frac{f_{yf} \cdot b_f \cdot t_f^2}{4} + \frac{f_{yw} \cdot t_w \cdot k^2 \cdot h_w^2}{2}; \quad (8)$$

$$M_j = \frac{f_{yf} \cdot b_f \cdot t_f^2}{4}. \quad (9)$$

После подстановки выражений (7), (8) и (9) в (6) и несложных преобразований сопротивление стенки  $F_y$  по критерию текучести стали принимает следующий вид:

$$F_y = f_{yw} \cdot t_w \cdot \left( s_s + 2t_f + 2t_f \cdot \sqrt{\frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w} + k^2 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2} \right). \quad (10)$$

В выражении (10) остается неопределенным только коэффициент  $k$ , значение которого уставлено на основании обработки экспериментальных данных и принято равным  $k = \sqrt{0.02}$ .

Общее выражения для определения критической силы  $F_{cr}$  потери устойчивости стенки отсека имеет следующий вид:

$$F_{cr} = k_f \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{t_w^3}{h_w}. \quad (11)$$

Значение коэффициента  $k_f$ , учитывающего вид напряженного состояния, способ закрепления краев, влияние начальных несовершенств и ряд других параметров, наиболее точное может быть определено по следующей формуле:

$$k_f = \left( 5.3 + 1.9 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + 0.4 \cdot 4 \sqrt{\frac{b_f \cdot t_f^3}{h_w \cdot t_w^3}} \right) \cdot \left( 1 + \frac{s_s}{2h_w} \right). \quad (12)$$

Для определения коэффициента устойчивости  $\chi$  используется условная гибкость отсека:

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}. \quad (13)$$

Значение коэффициента устойчивости  $\chi$  были откалиброваны по экспериментальным данным с обеспечением 5% квантиля и аппроксимированы следующей функцией:

$$\chi(\lambda) = 0.06 + \frac{0.47}{\lambda} \leq 1.0. \quad (14)$$

Выражение сопротивления элемента действию локальной нагрузки представлено в традиционном виде расчета на устойчивость:

$$F_R = F_y \cdot \chi(\lambda). \quad (15)$$

**Оценка сопротивления элемента действию локальной нагрузки согласно ТКП EN 1993-1-5.** Процедура определения сопротивления элемента действию локальной нагрузки приведена в разделе 6 ТКП EN 1993-1-5 [2] и основана главным образом на методе разработанным O. Lagerqvist с небольшими изменениями в расчетных формулах и введение дополнительных ограничений.

Расчетное сопротивление определяется как:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{M1}}, \quad (16)$$

где  $t_w$  – толщина стенки;

$f_{yw}$  – предел текучести материала стенки;

$L_{eff}$  – эффе́ктивная (условная) длина при определении сопротивления локальной нагрузки стенки, которая определяется по формуле:

$$L_{eff} = \chi_F \cdot l_y, \quad (17)$$

здесь  $l_y$  – эффе́ктивная длина приложения нагрузки, определяемая согласно:

$$l_y = s_s + 2t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \leq a \quad (18)$$

$s_s$  – длина приложения нагрузки на пояс через жесткие опорные элементы определяется согласно рисунку 6.3 [2];

$a$  – расстояние между поперечными элементами жесткости.

Параметры  $m_1$  и  $m_2$  соответствуют подкоренным выражениям в формуле (10)

$$m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot t_w}; \quad (19)$$

$$m_2 = \begin{cases} 0.02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 & \text{при } \bar{\lambda}_F > 0.5 \\ 0 & \text{при } \bar{\lambda}_F \leq 0.5 \end{cases} \quad (20)$$

Коэффициент устойчивости  $\chi_F$  был незначительно изменен [21] и в ТКП EN 1993 [2] представлен в следующем виде:

$$\chi_F = \frac{0.5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1.0, \quad (21)$$

где  $\bar{\lambda}_F$  – условная гибкость отсека при определении сопротивления локальной нагрузке, принимается согласно выражению:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{cr}}}, \quad (22)$$

здесь  $F_{cr}$  – критическая сила, равная:

$$F_{cr} = 0.9k_f \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w}. \quad (23)$$

При определении коэффициента  $k_f$  используется упрощенные зависимости согласно рисунку 6.1 [2].

**Заключение.** Подводя итоги обзора состояния вопроса расчета стальных конструкций на действие локальной нагрузки, можно сделать следующие выводы:

1. Анализ зарубежных работ показывает, что в большинстве стран мира основной акцент сделан на развитие механической модели сопротивления локальным нагрузкам. Следует обратить внимание на то, что зарубежные экспериментальные исследования выполняются по сложившейся стандартизированной методике, что позволяет эффективнее совершенствовать расчетную методику и повышать её достоверность на основе опытных данных. Большое внимание уделяется исследованиям местной устойчивости при действии подвижных нагрузок, множество публикаций посвящено проблемам учета начальных несовершенств и различных условий закрепления. Однако в методике, принятой в Еврокоде, существует ряд вопросов, требующих уточнения и дальнейшего развития.

2. Модель сопротивления сдвигу, принятая в СНиП II-23, не соответствует современному состоянию методики расчета стальных конструкций на действие локальных нагрузок и требует уточнения расчетных положений. К сожалению, при актуализации нормативных документов России, Украины и Казахстана не нашли отражения результаты исследований, выполненных в последние десятилетия, в частности исследований сопротивления локальной нагрузки с учетом закривающей стадии и пластических свойств стали. Очень мало публикаций по систематизации экспериментальных исследований в этом направлении.

3. Перспективными направлениями дальнейшего развития моделей сопротивления локальным нагрузкам являются:

- исследования устойчивости стенки балки с учетом характера распределения усилий по длине отсека и их взаимодействия в пределах отсека в связи с тем, что согласно существующим нормам сложное напряженно-деформируемое состояние в пределах рассматриваемого отсека стенки в местах приложения локальных нагрузок заменяется комбинацией напряжений от чистого изгиба, чистого сдвига и локальной нагрузки;
- исследования напряженно-деформируемое состояния балок после потери устойчивости стенки с учетом разных уровней нагружения. Поскольку состояние потери устойчивости не означает еще полного исчерпания несущей способности всей балки. Способность пластины воспринимать дополнительную нагрузку после бифуркации форм равновесия характеризуется закривающей стадией ее работы. Следует учитывать, что изменение схемы работы сопровождается визуальным искажением конструкции, а нередко и звуковым эффектом. Однако изменение стадий работы отсека стенки и его поведение на разных уровнях нагрузок, в частности для проверок эксплуатационной пригодности, не отражено в нормативных документах.

4. Активное развитие компьютерных технологий привело к разработке мощных вычислительных комплексов на основе МКЭ для моделирования работы стальных конструкций. Существуют работы по моделированию стальных конструкций, в которых авторы добились достаточной для инженерной практики совпадения теоретических и экспериментальных результатов. Однако среди специалистов нет четких рекомендаций по применению методов основанных на компьютерном моделировании и интерпретации полученных результатов, остается открытым вопрос интерпретации и оценки результатов расчета и, самое главное, не определены частные коэффициенты, используемые в проверках предельных состояний. Все же, положительная тенденция развития КЭ методов расчета конструкций оставляет надежду, что в скором времени будет уделено должное внимание развитию КЭ методов расчета и разработке нормативного

документа регламентирующего процедуру компьютерного моделирования стальных элементов.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Строительные нормы и правила. Стальные конструкции: СНиП II-23-81\*. Введен 01.01.1982. – М.: Госстрой СССР, 1990. – 93 с.
2. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций: ТКП EN 1993-1-5-2009\* / НП РУП «Стройтехнорм». – Минск, 2012.
3. Мартынов, Ю.С. Модели сопротивления центральному сжатию стальных элементов по различным нормативным документам / Ю.С. Мартынов, В.В. Надольский, А.Н. Таймасов // Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве. – 2013. – № 3. – С. 70–73 (Начало). – №4. – С. 58–62 (Окончание).
4. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
5. Власов, В.З. Тонкостенные упругие стержни / В.З. Власов – М.: Стройиздат, 1940. – 568 с.
6. Уманский, А.А. Строительная механика самолета / А.А. Уманский. – М.: Оборонгиз, 1961. – 315 с.
7. Лампси, Б.Б. Металлические тонкостенные несущие конструкции при локальных нагрузках / Б.Б. Лампси – М.: Стройиздат, 1979. – 272 с.
8. Броуде, Б.М. Распределение сосредоточенного давления в стальных балках / Б.М. Броуде – М.: Стройиздат, 1950. – 82 с.
9. Нежданов, К.К. Снижение локальных напряжений в подкрановой балке гофрированием стенки / К.К. Нежданов / Строит. механика и расчет сооружений. – 1989. – № 4. – С. 9–11.
10. Моисеев, В.И. Расчет на устойчивость за пределом упругости стенок металлических балок и колонн / В.И. Моисеев / Строит. механика и расчет сооружений. – 1973. – № 6. – С. 44–46.
11. Балдин, В.А. Исследование работы стали в условиях сложного напряженного состояния и сложных видов нагружения / В.А. Балдин, В.И. Трофимов / Научно-технический отчет ЦНИИСК. – 1959.
12. Ширманов, В.С. Экспериментальное исследование работы стенок двутавровых балок на местную устойчивость // Исследования в области строительства / В.С. Ширманов Тр. ГИСИ им. Чкалова. – Горький, 1971. – Вып. 58. – С. 68–73.
13. Кузин, А.И. Исследование несущей способности и процессов образования пластического шарнира в металлических балках при сложном напряженном состоянии: дис. канд. техн. наук / А.И. Кузин – Горький, 1963. – 238 с.
14. Спенглер, И.Е. Экспериментальное исследование работы подкрановых балок / И.Е. Спенглер / Сб. тр. МИСИ им.В.В.Куйбышева. – М., 1950. – № 7. – С. 121–159.
15. Трянина, Н.Ю. Экспериментальное исследование работы стальных двутавровых балок при повторно-переменном нагружении / Н.Ю. Трянина // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1987. – № 5. – С. 123–126.
16. Колесов, А.И. Исследование несущей способности тонкостенных изгибаемых конструкций при учете местных напряжений.: автореф. дис. на соиск. учен. степ. к.т.н. / А.И. Колесов – Горький, 1975. – 32 с.
17. Roberts, T.M. Method pour predire la charge de ruine d'une poutre a ame mince soumise a une charge simi-repartie dans le plan de l'ame / T.M. Roberts, K.C. Rockey // Construction Metallique. – 1978. – No. 3 – P. 3–13.
18. Roberts, T.M. A mechanism solution for predicting the collapse loads of slender plate girders when subjected to in-plane patch loading / T.M. Roberts, K.C. Rockey // Proc. Instn Civ. Engrs. – 1979. – Part 2(67) – P. 155–175.
19. Johansson, B. Resistance of plate girders to concentrated forces / B. Johansson, O. Lagerqvist // Journal of Constructional Steel Research. – 1995. – V. 32. – P. 69–105.
20. Lagerqvist, O. Patch loading - Resistance of steel girders subjected to concentrated forces / O. Lagerqvist // Doctoral thesis 1994:159D, Lulee University of Technology. – 1994. – ISBN: HLU-TH-T-159-D-SE.
21. Johansson, B. New design rules for plated structures in Eurocode 3 / B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek // Journal of Constructional Steel Research. – 2001. – Vol. 57 – P. 279–311.

Материал поступил в редакцию 11.05.16

Строительство и архитектура

**NADOLSKI V.V. Analysis of settlement models of resistance to local loading of steel elements**

The article highlights the current state of the issue of calculation of steel structures to the action of local transverse forces. The basic theoretical assumptions underlying the Eurocode 3 are shown. The theoretical assumptions laid in resistance models of local buckling under transverse forces are compared. Future directions of further development of models of resistance to local loads are marked.

UDK 624.014.2

**Martynov I., Nadolski V.****LIMIT STATE DESIGN OF SLENDER STEEL WEBS ASSOCIATED WITH THE SHEAR BUCKLING**

**1 Introduction.** The determination of shear resistance of slender steel web in modern normative documents is based on post - buckling stage. It is assumed that the principal behavior of the web change from a stable state to a post - buckling stage during the process of increasing load. In this formulation, shear resistance is determined by adding resistance to the loss of local stability and by additional resistance provided by the process of post - buckling stage.

Shear resistance models which take into account the post - buckling stage get the reasonable value of ultimate shear resistance of steel elements (the term ultimate shear resistance means the value of shear force after which the element can not resist the load). These models are suitable for the ultimate limit states (ULS), but one of following situations is possible under common conditions:

- loss of local stability of the web which can cause a discomfort to people;
- multiple loss of local stability which can cause fatigue failure of the material;
- decrease of a member stiffness due to the loss of local stability of the web after which requirements of the serviceability limit states (SLS) on deformability are not satisfied.

The situations mentioned above are not associated with collapse or with other similar forms of structural failure and therefore they can be well covered by (classified as) serviceability limit states (SLS). Models of shear resistance which are based on the elastic critical plate buckling stress should be used to check these states.

Verification formulas for SLS related to the local buckling of web from the action of shear stresses are offered in the first part of the paper. An analysis of reasonability of the use of SLS criteria for determination of shear resistance is given in the second part.

**2 Verification formulas based on the SLS criteria**

**a) Avoiding single web buckling at ordinary conditions (or at common circumstances).** This verification should be carried out in cases when the web buckling can cause discomfort to people by sound or by visual effect. A moment of local stability loss of the web is considered as limit state. In order to prevent this state, it is necessary to assure that the level of actual stress does not exceed the critical stress for a shear buckling mode. Actual stress must be determined using a SLS load combination. It is reasonable to use the characteristic load combination according to EN1990 [1] to avoid this state.

Verification formula can be written as follows:

$$V_{Ed,SLS} \leq V_{Rd,SLS} \quad (1)$$

Where  $V_{Ed,SLS}$  is a design value of a load effect for SLS verifications which is calculated using the load combination according to [1]:

$V_{Rd,SLS}$  is a shear resistance for SLS verifications at the moment of web buckling.

**b) Avoiding the multiple (frequent) web buckling (excessive "web breathing").** Multiple buckling (breathing) of the web can cause fatigue of the material in the bent area and can lead to a fatigue (brittle) fracture. This fracture can appear in tension areas of the web-flange interface and in tension areas of web-stiffener connection for crane and bridge girders. It is related to a large variability of loading for these con-

structions. Verification of this situation is published in EN 1993-2 [2] and EN 1993-6 [3]. In addition, application of this verification is possible, for example, if the staff is well informed about possibility of local buckling of web and knows that it is acceptable state. This verification can be used for more general cases.

This verification is given in the section SLS and named "Limitation of web breathing" [2, 3]. This condition is written as follows:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma}\sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1\tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau}\sigma_E}\right)^2} \leq 1.1 \quad (2)$$

Where  $\sigma_{x,Ed,ser}$  and  $\tau_{x,Ed,ser}$  are normal and shear stress from the frequent load combination respectively.

Considering only the shear stress this verification can be written as follows:

$$V_{Ed,SLS} \leq V_{Rd,SLS} \quad (3)$$

The frequent load combination permits a local buckling but limits its number.

**c) Avoiding element stiffness decrease.** This verification is relevant in cases when the stiffness verification is decisive for element design, so the additional stiffness reduction is not acceptable. As a result, it is necessary to consider a value of a resistance at the moment of a web buckling. This type of verification is analogical to the previous one, but it is necessary to use the same load combination as at the verification of deflections to determination of a design value of a load effect for SLS.

**3 Procedure of reasonability of use of SLS criteria for shear resistance verification**

**3.1 General case.** It is necessary to analyze whether it makes sense to carry out verifications mentioned above or it is enough to perform verifications for ULS (according to EN 1993-1-5[4]) and above mentioned states will not occur. Procedure that gives an answer to this question is described further.

It is possible to calculate a value of a shear resistance for ULS for given characteristics of an element according to chapter 5 [4]:

$$V_{Rd,ULS} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \quad (4)$$

Next, the design value of a load effect for ULS verifications can be defined according to the full usage of element resistance:

$$V_{Ed,ULS} = V_{Rd,ULS} \quad (5)$$

It is possible to define characteristic values of action components from the design value of a resulting load by following formulas [5]:

$$G_k = \frac{V_{Ed,ULS}}{\{\xi\}\gamma_G + \frac{\{\psi_Q\}\gamma_Q + k\{\psi_W\}\gamma_W}{(1+k)(1-\chi)}}; \quad (6)$$

$$Q_k = \frac{\chi G_k}{(1+k)(1-\chi)}; \quad (7)$$

$$Wk = k Q_k \quad (8)$$

Here the parameter  $\chi$  denotes the ratio of variable actions

**Мартынов Юрий Семенович**, к.т.н., профессор, профессор кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Белорусского национального технического университета.

Беларусь, БНТУ, 220027, г. Минск, пр. Независимости, 65.