

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ СЕМИНАР

**ВОПРОСЫ ВНЕДРЕНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И  
СТАНДАРТОВ ЕВРОПЕЙСКОГО СОЮЗА  
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 22–23.05.2013)

УДК 69+624.014.2

**СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ  
СОГЛАСНО НОРМАМ ЕВРОСОЮЗА**

*МАРТЫНОВ Ю.С., НАДОЛЬСКИЙ В.В.*

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

**Введение**

Вопрос внедрения Еврокодов сейчас очень сильно дискутируется во многих странах. Освоение новой системы нормативных документов всегда сопровождается трудностями как со стороны научного, так инженерного сообщества. Во многом это связано не только с недостаточной изученностью вводимых документов, но и с особенностями и традициями проектирования. Полноценное и объективное сравнение методик расчета по различным нормативным документам связано с выполнением многочисленных расчетов элементов реальных конструкций в широком диапазоне геометрических параметров, прочностных характеристик материалов и значений воздействий. Работы в этом направлении планируется осуществить в период 2013–2014 гг. при поддержке РУП «Стройтехнорм

В данной статье авторами обобщены результаты работ [7–9], связанных с исследованиями сопротивления сдвигу стальных элементов. В статье [7] представлен сопоставительный анализ моделей сопротивления сдвигу, применяемые в нормативных документах стран СНГ, Европы и Северной Америки. В статье [8] выполнена

оценка ошибок моделей сопротивления сдвигу, учитывающих потерю местной устойчивости стенки для элементов с поперечными ребрами жесткости и принятых в СНиП II–23 [10] и EN 1993–1–5 [6]. В статье [9] предложено рассматривать однократную и многократную потери местной устойчивости стенки в качестве предельного состояния эксплуатационной пригодности и выполнен анализ необходимости проверок данных состояний при определении сопротивления сдвигу стального элемента согласно Еврокоду 3 “Проектирование стальных конструкций”.

### **1. Модель сопротивления сдвигу элемента, принятая в EN 1993–1–5**

Модель сопротивления, реализованная в EN 1993–1–5 [6] базируется на методе, известном как "вращаемая область напряжения" ("rotated stress field"), развитая Höglund [4]. Этот метод был сначала разработан для неукрепленных стенок отсеков с большим отношением сторон, где другие методы значительно недооценивали сопротивление сдвигу.

При определении сопротивления сдвигу элемента согласно EN [6] принята обобщённая модель сопротивления для различных стадий работы стенки отсека. Стадия работы стенки учитывается коэффициентом  $\chi_w$  в зависимости от условной гибкости стенки. Отличительной особенностью этой модели по сравнению с принятыми в нормативных документах других стран [1,3] является раздельное определение составляющих сопротивления сдвигу, обеспечиваемых стенкой  $V_{bw,Rd}$  и полками  $V_{bf,Rd}$  элемента.

Для практических расчетов метод "вращаемая область напряжения" откорректирован с учетом несовершенств и, как отмечено в работе [2], в явном виде в [6] не приведен, а сопротивление сдвигу поперечного сечения стального элемента представлено в виде:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}, \text{ но не более } \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}, \quad (1)$$

где  $V_{bw,Rd}$  – сопротивление сдвигу стенки;  $V_{bf,Rd}$  – сопротивление сдвигу поясов;  $f_{yw}$  – характеристическое значение предела текучести стали стенки;  $t$  – толщина стенки;  $h_w$  – высота стенки;  $\gamma_{M1}$  – частный коэффициент безопасности;  $\eta$  – повышающий коэффициент, применяемый при малых значениях условной гибкости.

Сопротивление сдвигу стенки  $V_{bw,Rd}$  определяется по формуле:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}, \quad (2)$$

где  $\chi_w$  – коэффициент устойчивости при сдвиге.

Значение коэффициента  $\chi_w$  установлено в зависимости от условной гибкости стенки на основании результатов испытаний с учётом конструктивного решения опорной части (п.9.3.1 [6]). Условная гибкость стенки отсека определяется по следующей формуле:

$$\bar{\lambda}_{w,EN} = \sqrt{\frac{f_{yw} / \sqrt{3}}{\tau_{cr}}}, \quad (3)$$

где  $\tau_{cr}$  – критическое касательное напряжение. Значения критических напряжений определяется согласно Приложению А [6].

Примечание: Следует отметить, что условная гибкость в СНиП [10] и EN [6] определяется по-разному. Поэтому в статье различают условную гибкость, рассчитанную по СНиП [10] –  $\bar{\lambda}_{СНиП}$ , и рассчитанную по EN [6] –  $\bar{\lambda}_{EN}$ .

Сопротивление сдвигу поясов  $V_{bf,Rd}$  записывается следующим образом:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \cdot \left( 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) \quad (4)$$

где  $f_{yf}$  – характеристическое значение предела текучести стали пояса;  $t_f$ ,  $b_f$  – толщина и ширина пояса;  $c$  – расстояние между пластическими шарнирами в поясе;  $M_{f,Rd}$  – расчетное значение сопротивления изгибу поперечного сечения, состоящего только из поясов;  $M_{Ed}$  – расчетное значение действующего изгибающего момента.

Согласно п.7.1 [6] пренебречь влиянием изгибающего момента на сопротивление сдвигу допускается при условии, что действующий момент не превышает сопротивление изгибу сечения, состоящего только из поясов (т.е. должно выполняться условие  $M_{Ed} < M_{f,Rd}$ ).

## 2. Анализ моделей сопротивления сдвигу стального элемента

Рассмотрены модели сопротивления сдвигу стальных элементов, принятые в нормативных документах [1,3,6,10]. В качестве критере-

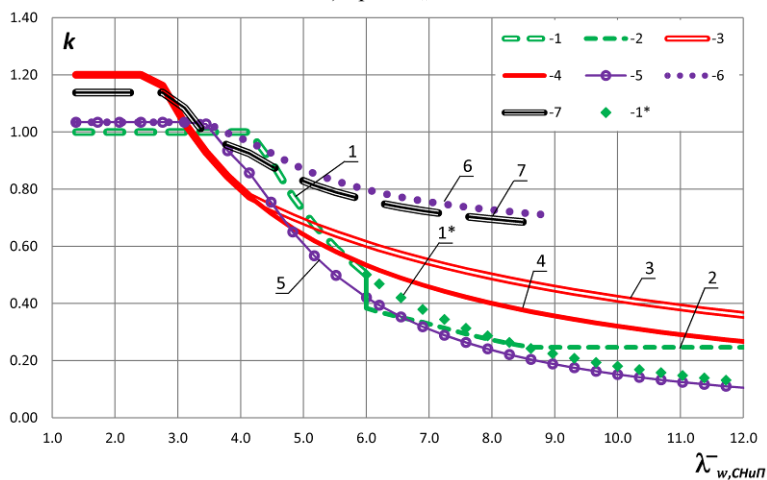
рия сопоставления моделей сопротивления сдвигу по различным нормативным документам, принят коэффициент  $k$ , равный отношению сопротивления сдвигу элемента к его значению в пластической стадии:

$$k = \frac{V_{design}}{V_{strength}}, \quad (5)$$

где  $V_{design}$  – сопротивление сдвигу элемента, вычисленное по выше изложенным методикам;

$V_{strength} = R_s h_w t_w$  – сопротивление сдвигу стенки в пластической стадии.

На рисунке 1 представлены графики коэффициента  $k$  в зависимости от условной гибкости стенки  $\lambda_{w,CH\Pi\Pi}^-$   
а) при  $a/h_w=1$



б) при  $a/h_w=3$

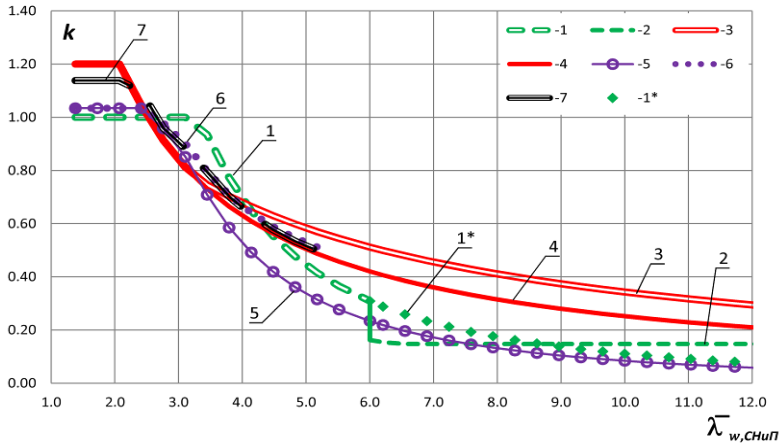


Рисунок 1. Зависимости коэффициента  $k$ : 1 – модель по СНиП для  $\bar{\lambda}_{w,СНиП} < 6$ ; 2 – модель по СНиП для  $\bar{\lambda}_{w,СНиП} > 6$ ; 3 – модель по EN при наличии жесткой опорной части; 4 – модель по EN при гибкой опорной части; 5 – модель по AISC при работе стенки в устойчивом состоянии; 6 – модель по AISC с учетом работы стенки в закритическом состоянии; 7 – модель по CSA

Ниже приведен краткий анализ полученных зависимостей.

Модели сопротивления сдвигу по EN и CSA учитывают повышение предельных касательных напряжений, установленное экспериментально при малых значениях условной гибкости стенки ( $\bar{\lambda}_{w,СНиП}$  не более 3...3.5), вследствие чего значение коэффициент  $k$  превышает 1,0.

Значение сопротивления сдвигу элемента, рассчитанные по моделям CSA и AISC (с учетом закритической стадии работы стенки), практически совпадают во всем диапазоне условных гибкостей, за исключением ее малых значений.

Для наиболее распространенных случаев соотношения размеров отсека  $\mu = 2...3$  и значений условной гибкости стенки отсека  $\bar{\lambda}_{w,СНиП} = 4...5$  имеют место близкие значения сопротивления сдвигу по моделям EN, CSA и AISC (с учетом закритической стадии работы стенки).

Сопротивление сдвигу элемента, вычисленное по модели СНиП, резко (скачкообразно) снижается при условной гибкости  $\bar{\lambda}_{w,СНиП} = 6$ . Если модель сопротивления сдвигу, принятую по

СНиП для  $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} < 6$ , распространить на диапазон условных гибкостей более 6 (на рисунке 1 кривая 1\*), то значения сопротивления сдвигу приближаются к его значениям, вычисленным по модели AISC (при работе стенки в устойчивом состоянии). К тому же, указанная модель сопротивления сдвигу не ограничивается каким-либо значением условной гибкости, как это установлено в СНиП.

Отметим, что модель сопротивления сдвигу по СНиП для  $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} > 6$  мало зависит от значения условной гибкости стенки и резко отличается от других моделей.

### 3. Анализ ошибки моделей сопротивления сдвигу

Для оценки ошибки моделей сопротивления сдвигу стального элемента составлен банк экспериментальных данных, приведённых в научно-технической литературе. В результате отбора получено 165 экспериментальных значений сопротивления сдвигу для элементов с поперечными ребрами жесткости.

Общее количество образцов, удовлетворяющих условия применения моделей сопротивления, принятых в EN 1993–1–5 [6] и в СНиП II–23 [10], составило 110 и 74, соответственно. Параметры образцов представлены в таблице 1.

**Таблица 1. Параметры образцов**

Переменные	Выборка для EN 1993–1–5 [6]		Выборка для СНиП II–23 [10]	
	Min	Max	Min	Max
$h_w$ (мм)	249	1270	249	1270
$t$ (мм)	0.97	9.98	0.97	9.91
$h_w / t$	49.6	800	60.2	400
$a$ (мм)	300	3810	300	2158
$a / h_w$	0.5	4.0	0.5	2.46
$b_f$ (мм)	35	459	35	459
$t_f$ (мм)	3.1	51.2	3.2	51.2
$f_{yw}$ (МПа)	169	760	169	760
$V_{exp}$ (кН)	13	5004	13	5004
$M_{exp} / M_{f,Rd}$	0.11	0.99	0.14	0.94
$\bar{\lambda}_{w,EN}$	0.5	7.3	0.5	3.4

$\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}}$	1.58	25.9	1.9	12.46
----------------------------------	------	------	-----	-------

Параметры ошибки модели определены эмпирически путём, сопоставляя результаты испытаний с теоретическими расчетами. Для каждой выборки образцов получен вектор значений ошибки модели сопротивления:

$$\square \square = Y_{exp} / Y_{design} \quad (6)$$

где  $Y_{design}$  – регламентированные (т.е. установленные нормативным документом) значения сопротивления сдвигу, вычисленные по соответствующей модели сопротивления при фактических значениях базисных переменных  $X_1, \dots, X_n$ ;

$Y_{exp}$  – экспериментальные значения сопротивления сдвигу.

За экспериментальное значение сопротивления сдвигу  $Y_{exp}$  принято предельное значение поперечной силы, после которой элемент перестает воспринимать нагрузку.

Для вектора значений ошибки модели сопротивления вычислены среднее значение  $\bar{\theta}$  и стандартное отклонение  $\sigma_{\theta}$ , приведенные в таблице 2. Для повышения достоверности определения ошибки модели сопротивления, принятой в [6], дополнительно была проанализирована выборка из образцов с наиболее распространенными значениями условной гибкости  $\bar{\lambda}_{w, EN}$  от 1 до 3. Исключение 15 образцов с редкими параметрами исполнения не привело к существенному изменению ошибки модели сопротивления (среднее значение  $\bar{\theta} = 1.2$  и стандартное отклонения  $\sigma_{\theta} = 0.19$ ).

**Таблица 2. Характеристики ошибки моделей сопротивления**

$\bar{\lambda}_{w, EN}$	$\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}}$	$a / h_w$	$n$	$\theta_{\min}$	$\theta_{\max}$	$\bar{\theta}$	$\sigma_{\theta}$
Модель сопротивления, принятая в EN							
вся выборка	1.6–25.9	0.5–4	110	0.82	1.85	1.24	0.22
1–3	3.7–11.4	0.5–2.2	65	0.82	1.60	1.18	0.16
0.5–5.5	1.6–18.2	0.5–3	96	0.82	1.85	1.2	0.19
Модель сопротивления, принятая в СНиП							
вся выборка	1.9–12.46	0.5–2.46	74	1.05	2.83	2.0	0.39
Модель сопротивления, принятая в СНиП $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} < 6$							
0.6–1.6	1.9–5.85	1–2.46	9	1.05	2.48	1.52	0.42
Модель сопротивления, принятая в СНиП $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} > 6$							

1.2–3.4	6.1–12.46	0.5–2.0	65	1.21	2.83	2.07	0.34
---------	-----------	---------	----	------	------	------	------

На основании выполненного анализа ошибки моделей сопротивления можно констатировать следующее:

- ошибка модели сопротивления сдвигу, принятой в EN [6], при рассмотрении выборки с наиболее распространенными значениями условной гибкости  $\bar{\lambda}_{w,EN}$  от 1 до 3 имеет среднее значение 1.18 и стандартное отклонения 0.16.;

- для модели сопротивления, принятой в СНиП [10] и применяемой для  $\lambda_{w,СНиП}$  менее 6, количество образцов, пригодных для анализа после отбора (ограничения по условной гибкости и размещению поперечных ребер жесткости) составило 9. При таком малом количестве образцов достоверно судить о точности данной модели невозможно, но все же следует отметить большой разброс значений ошибки (среднее значение  $\bar{\theta} = 1.52$  и стандартное отклонения  $\sigma_{\theta} = 0.42$ );

- ошибка модели сопротивления, принятой в СНиП [10] и применяемой при  $\lambda_{w,СНиП}$  более 6, имеет среднее значение  $\bar{\theta} = 2.07$  и стандартное отклонения  $\sigma_{\theta} = 0.34$ . Такое большое среднее значение ошибки свидетельствует о том, что данная модель занижает значение предельной поперечной силы.

#### **4. Предельные состояния эксплуатационной пригодности, связанные с потерей местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений**

Модели сопротивления, учитывающие критическую стадию работы отсека, позволяют получить адекватные значения предельного сопротивления сдвигу стального элемента. Поэтому эти модели целесообразно использовать для проверок предельных состояний несущей способности (ultimate limit state – далее ULS проверки). При использовании моделей сопротивления, учитывающих критическую стадию работы отсека, следует учитывать, что изменение схемы работы сопровождается визуальным искажением конструкции (появление так называемых «хлопунов», искажение поясов и т.д.), а нередко и звуковым эффектом.



Авторы считают необходимым проверить одно из следующих состояний, которое возможно при нормальных условиях эксплуатации конструкции:

- произойдет однократная потеря местной устойчивости стенки, которая может вызвать дискомфорт у пользователей;
- произойдет многократная потеря местной устойчивости, в результате чего может возникнуть усталостное разрушение материала;
- вследствие потери местной устойчивости стенки произойдет снижение жесткости элемента, в результате чего требование по деформативности не будет выполняться.

Перечисленные ситуации не угрожают безопасности и поэтому их можно отнести к предельным состояниям эксплуатационной пригодности (serviceability limit state – далее SLS проверки). Цель SLS проверок – исключить однократную потерю устойчивости или ограничить количество выпучиваний при многократной потере устойчивости стенки. Для проверки этих состояний целесообразно использовать модели сопротивления, основанные на критических напряжениях (pre-buckling resistance), при этом значение расчетного усилия для SLS проверок необходимо назначать в зависимости от допустимой вероятности наступления данного предельного состояния.

В работе [9] описана методика проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности, связанных с потерей местной устойчивости стенки. Далее на примере нескольких случаев показана необходимость SLS проверок при определении сопротивления сдвигу. В качестве первого случая рассмотрен элемент, подверженный действию постоянной и полезной нагрузки. Коэффициенты сочетания для полезной нагрузки приняты как для помещения категории C [5] (помещения со значительным скоплением людей). Для определения расчетного усилия для ULS проверок принято выражение 6.10 EN 1990 [5]. Сопротивление поясов на сдвиг не учитывается. При анализе принята жесткая опорная часть. На рисунке 2 представлены зависимости предельной гибкости  $\bar{\lambda}_{w,lim}$  от параметра нагружения  $\chi$  для характеристического (6.14), частого (6.15) и практически постоянного (6.16) сочетания воздействий. При условной гибкости стенки больше предельной  $\bar{\lambda}_{w,lim}$  доминирующей яв-

ляется SLS проверка. Параметр нагружения  $\chi$  представляет собой долю переменных воздействий в полной величине воздействий.

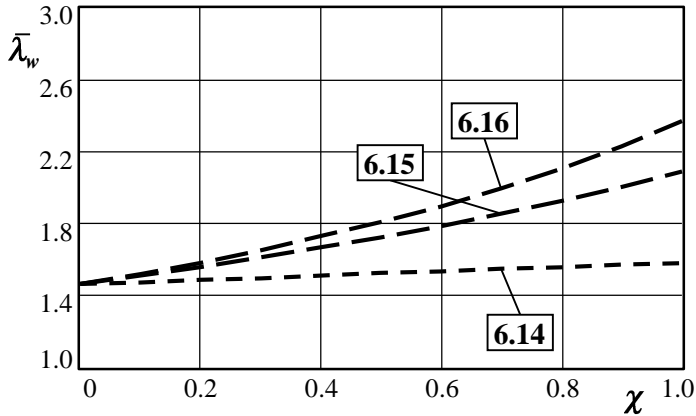


Рисунок 2. Зависимости  $\lambda_{w.lim} - \chi$  при рассмотрении постоянной и полезной нагрузки,  $V_{bf,Rd} = 0$  и жесткой опорной части

Аналогичный характер зависимости  $\bar{\lambda}_{w.lim} - \chi$  имеет место при действии сочетания постоянной и снеговой нагрузки для характеристического (6.14), частого (6.15) и практически постоянного (6.16) сочетаний воздействий (рисунок 3).

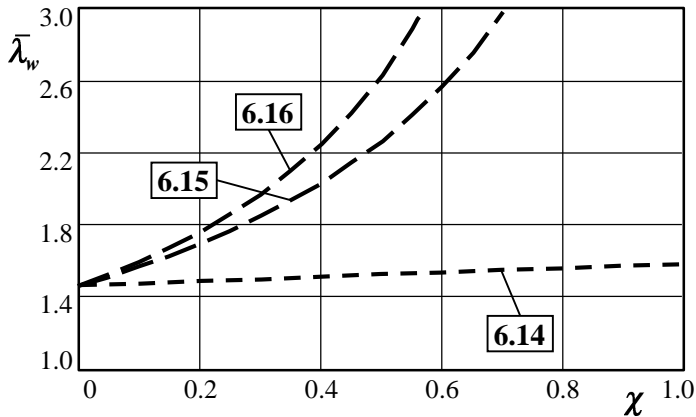


Рисунок 3. Зависимости  $\lambda_{w.lim} - \chi$  при рассмотрении постоянной и снеговой нагрузки,  $V_{bf,Rd} = 0$  и жесткой опорной части

Для случая, аналогичного первому, но с гибкой опорной частью, на рисунке 4 представлены зависимости предельной гибкости  $\bar{\lambda}_{w.lim}$  от параметра нагружения  $\chi$ .

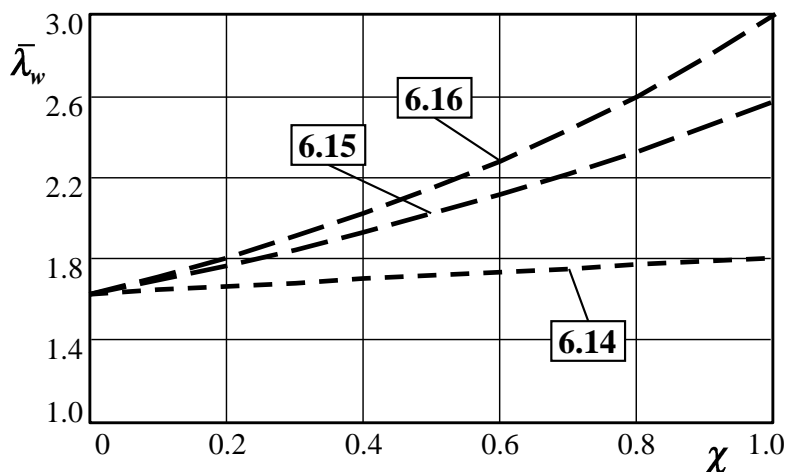


Рисунок 4. Зависимости  $\lambda_{w.lim} - \chi$  при рассмотрении постоянной и полезной нагрузки,  $V_{bf,Rd} = 0$  и гибкой опорной части

Из графиков, представленных на рисунках 2–4, видно, что для определенных случаев SLS проверки являются необходимыми, однако конкретные условия применения невозможно выделить, поэтому необходимо использовать SLS проверки для всех случаев. Анализируя приведенные графики, отметим основные параметры, от которых зависит результат расчета:

- при жесткой опорной части получаются меньшие значения предельной гибкости, чем для элементов с гибкой опорной частью;
- при учете сопротивления поясов сдвигу значение предельной гибкости уменьшается;
- результаты значительно зависят от вида доминирующей переменной нагрузки (в частности от значений коэффициентов  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  и  $\psi_2$ ).

## Заключение

Проведенная работа позволяет сделать следующие выводы:

1) Модель сопротивления сдвигу, принятая в Еврокоде 3, универсальна и обладает приемлемой точностью. Она позволяет получать адекватные значения предельной поперечной силы, воспринимаемой элементом в процессе нагружения. Среднее значение и стандартное отклонение ошибки данной модели сопротивления для наиболее распространенных случаев конструктивного исполнения (количество образцов 65), составляют 1.18 и 0.16, соответственно. Для всей выборки экспериментальных данных (количество образцов 110) значения вышеотмеченных параметров равны 1.24 и 0.22.

2) Некоторые расчетные положения модели сопротивления сдвигу, принятой в СНиП II–23–81, должны быть скорректированы с учетом результатов современных исследований в этом направлении. Модель сопротивления сдвигу, учитывающая только устойчивое состояние стенки, не позволяет оценить значение предельной поперечной силы. Одна из причин этого связана с тем, что данная модель определяет значение сопротивления сдвигу исходя из условия недопущения потери устойчивости стенки, а в качестве экспериментального значения сопротивления использовалось предельное значение поперечной силы. Модель сопротивления сдвигу, учитывающая закритическую стадию работы стенки, значительно недооценивает значение предельной поперечной силы. Среднее значение и стандартное отклонение ошибки данной модели сопротивления составляют 2.07 и 0.34, соответственно. Возможная причина этого, недостаточная изученность поведения элемента в закритической стадии работы стенки на момент принятия этой модели в СНиП II–23–81.

3) Показано, что предельное состояние эксплуатационной пригодности, соответствующее потери местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений, может быть достигнуто раньше предельного состояния несущей способности.

4) Введение европейских норм, осуществляемое в настоящее время в некоторых странах СНГ, требует внимательного теоретического анализа и апробации.

## ЛИТЕРАТУРА

1. AISC–360–05. Specification for Structural Steel Buildings–Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction, 2005.
2. Commentary and worked examples to EN 1993–1–5 “Plated structural elements” / JRC Reports (Eurocodes related) by B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, C. Müller, D. Beg. – Luxemburg: Office for Official Publication of the European Communities, 2007.
3. CSA–S16–01. Limit States Design of Steel Structures, Includes Update No. 1 (2010), Update No. 2 (2001) – Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association, 2009.
4. Höglund T. Design of thin plate I–girders in shear and bending with special reference to web buckling (in Swedish), Bulletin No.94 of the Division of Building Statics and Structural Engineering, The Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 1981.
5. EN 1990. Eurocode – Basis of structural design. – Brussels: European Committee for Standardization. 2002.
6. EN 1993–1–5. Eurocodes 3 – Design of steel structures – Part 1.5: Plated structural elements. – Brussels: European Committee for Standardization. 2006.
7. Мартынов Ю. С., Лагун Ю. И., Надольский В. В. Модели сопротивления сдвигу стальных элементов, учитывающие потерю местной устойчивости стенки. Металлические конструкции 2012, том 18, номер 2, 111–122
8. Мартынов Ю. С., Надольский В. В. Предельные состояния эксплуатационной пригодности, связанные с потерей местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений. Металлические конструкции 2013, (в печати)
9. Надольский В.В., Мартынов Ю.С. Оценка ошибок моделей сопротивления сдвигу, принятых в EN 1993–1–5 и СНиП II–23. Вестник МГСУ. 2013, (в печати)
10. СНиП II–23–81\* «Стальные конструкции». Москва, 1991 г