

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624.04:620.17

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ДВУТАВРОВЫХ СВАРНЫХ БАЛОК, ПОДКРЕПЛЕННЫХ НАКЛОННЫМИ РЕБРАМИ ЖЕСТКОСТИ, НА ПЛОСКИЙ ИЗГИБ

канд. техн. наук, доц. В.Н. КИСЕЛЕВ; И.Г. ЦЕЛУЙКО
(Полоцкий государственный университет)

Исследуется вопрос влияния геометрии и типа противокрутильных связей на величину нормальных напряжений σ_x и изгибную жесткость подкрепленных тонкостенных стержней. Экспериментальное исследование предназначено для определения коэффициента изменения деформативности балок при постановке по их длине противокрутильных связей. Представлены значения нормальных напряжений в сечениях балки при изменении угла наклона и типа устанавливаемых ребер жесткости. Дана количественная оценка влияния наклонных ребер жесткости на нормальные напряжения в произвольном сечении балки, а также и на ее жесткость при действии изгибающего момента.

Введение. Теория расчета тонкостенных пространственных стержней (к ним относятся и двутавровые составные балки) непрерывно совершенствуется на базе достижений в области теоретических и экспериментальных исследований. Однако это не относится к плоскому изгибу тонкостенных стержней открытого профиля с «противокрутильными связями».

В литературе, преимущественно отечественной, опубликовано всего несколько работ теоретического [1–3; 5; 10] и экспериментального [4; 6; 7; 11; 12] характера, в которых авторы рассматривают вопрос о работе стальных неразрезных балок на плоский изгиб со стенками, усиленными наклонными ребрами жесткости.

Известно, что предельное состояние балок двутаврового сечения определяется напряженным состоянием стенки, которое для балок с относительно тонкой стенкой ($h_0/\delta_{ст} = 80...140$) в значительной степени зависит от величины касательных напряжений τ [6]. В связи с этим возникла необходимость в местах появления наибольших поперечных сил (на средней опоре двухпролетной неразрезной балки) принимать меры по укреплению стенки. Задача по укреплению стенки с целью снижения касательных напряжений и обеспечению местной устойчивости может быть решена несколькими способами: более частая постановка поперечных ребер жесткости (при этом τ не снижается) [9]; местное увеличение толщины стенки в приопорных участках, в которых поперечная сила достигает наибольшей величины [13]; постановка наклонных ребер жесткости в приопорных участках с наибольшим значением поперечной силы в пределах отсека стенки, ограниченного поперечными ребрами жесткости. С этой позиции и рассматривался расчет балок со стенками, усиленными наклонными ребрами жесткости, в вышеназванных работах. Авторы исследуют два типа наклонных ребер: а) связанных с поясами и не приваренных к стенке; б) связанных с поясами и приваренных к стенке [15].

Предлагаемая методика расчета балок с наклонными ребрами зависит от типа ребер. При использовании ребер типа «а» наклонные ребра предлагается рассматривать в виде раскоса (дополнительной связи) с площадью $F_p = 2b_{pi}\delta_{pi}$. Характер распределения касательных напряжений при этом по высоте стенки предполагался таким же, как и в стенке, не подкрепленной ребрами, а их величина определялась в зависимости от параметров балки, наклонных ребер и вида загрузки. Усилия в ребрах определялись из условия равенства деформаций самих ребер и стенки по направлению диагонали с наклонными ребрами. При использовании ребер типа «б» предполагалось, что в совместную работу с наклонными ребрами включится часть стенки, образуя с ребрами сложное сечение. Поперечная сила Q_x , действующая в любом сечении балки в пределах отсека с наклонными ребрами определяется с использованием точных методов строительной механики [7; 8].

$$Q_x = Q_{x(cm)} + Q_{реб}$$

где $Q_{x(cm)}$ – поперечная сила, воспринимаемая стенкой; $Q_{реб}$ – оставшая часть Q_x , воспринимаемая наклонными ребрами.

В работах [14–16] проводились экспериментальные исследования вышеназванных балок с целью выяснения характера действительной работы стенки, подкрепленной наклонными ребрами жесткости.

По результатам экспериментальных исследований однопролетных балок со стенками, подкрепленными ребрами, было установлено, что наклонные ребра значительно снижают величину поперечной силы, воспринимаемую стенкой. Эффективность ребер зависит от их типа и отношений:

$$\frac{F_{cm}}{2b_{pi} \cdot \delta_{pi}}, \frac{F_{cm}}{F}, \frac{h_0}{\delta_{cm}}.$$

Постановка наклонных ребер, не приваренных к стенке, в балках с $h_0/\delta_{cm} = 40$ снижала поперечную силу в стенке на 40...50 %, в балках с $h_0/\delta_{cm} = 100$ – на 70...75 %. Использование ребер, приваренных к стенке, снижало соответствующую поперечную силу в стенке на 70...80 %. Основным недостатком этих экспериментальных исследований было то, что они проводились на моделях с малыми геометрическими размерами ($L = 1500$ мм). Отсутствие полных экспериментальных данных о влиянии наклонных ребер жесткости на нормальные напряжения в произвольном сечении балки, а также и на ее изгибную жесткость потребовало выполнения исследований, описание которых представлено далее.

Методика и содержание исследования. Экспериментальные исследования работы балок с наклонными ребрами жесткости на плоский изгиб проводились на двенадцати моделях сварных однопролетных шарнирно опертых балок двутаврового симметричного профиля пролетом $L = 3$ м с размером поперечного сечения: стенка – 500×10 мм, горизонтальные листы – 150×10 мм. Расстановка по длине исследуемых балок и геометрические размеры наклонных ребер жесткости приведены на рисунке 1.

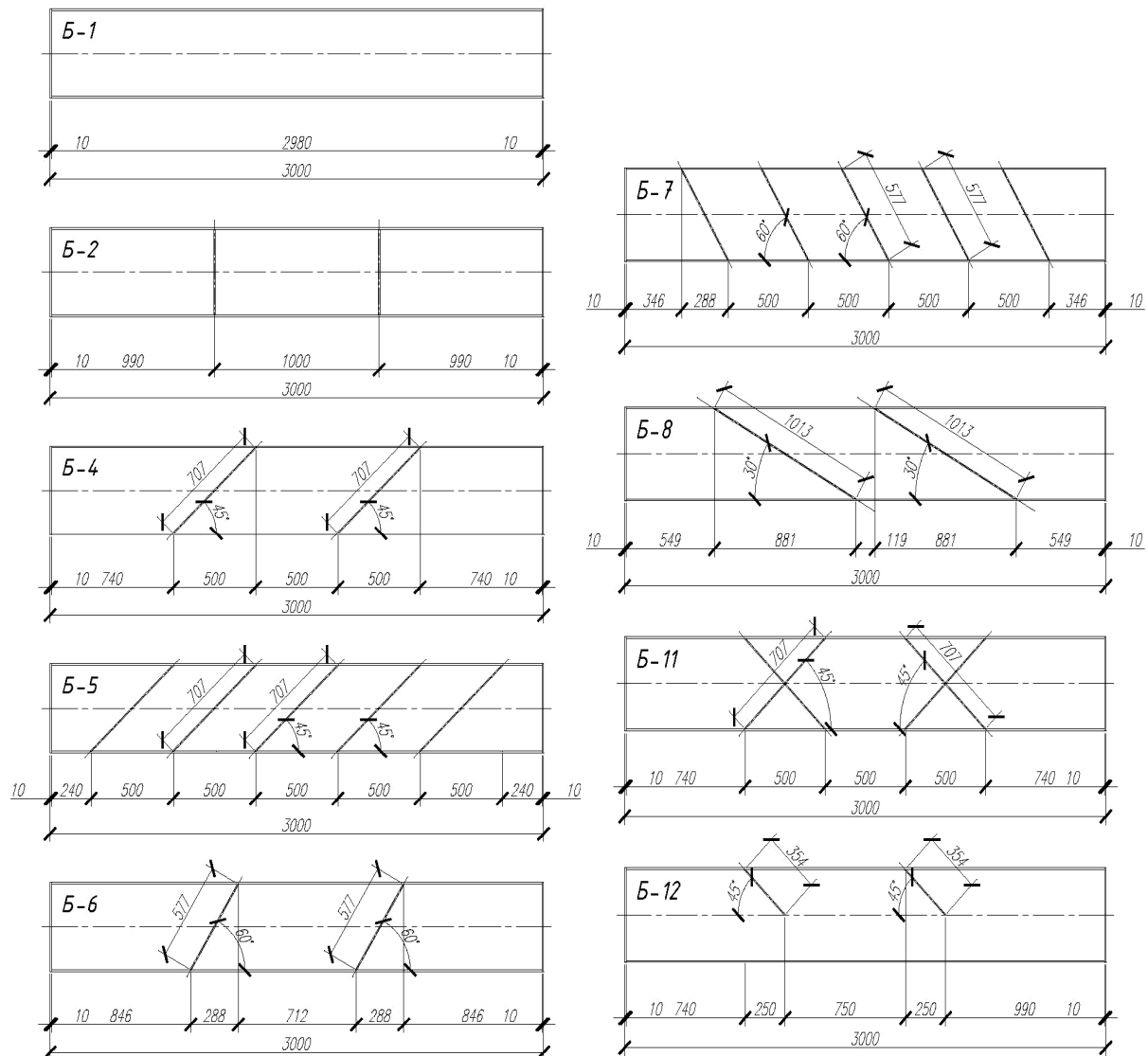


Рис. 1. Модели исследуемых сварных однопролетных шарнирно опертых балок

Балки были изготовлены из стали ВМ-СТ 3пс по ГОСТ 380-60*; сварка поясов, стенки и наклонных ребер жесткости велась электродами Э-42А с толщиной шва 8 мм.

Каждая балка испытывалась в горизонтальном положении на 200-тонном гидравлическом прессе. Нагрузка в виде сосредоточенной силы P передавалась посередине пролета через квадратный штамп размером 60×60 мм к сжатому поясу в плоскости ее наибольшей жесткости (рис. 2).

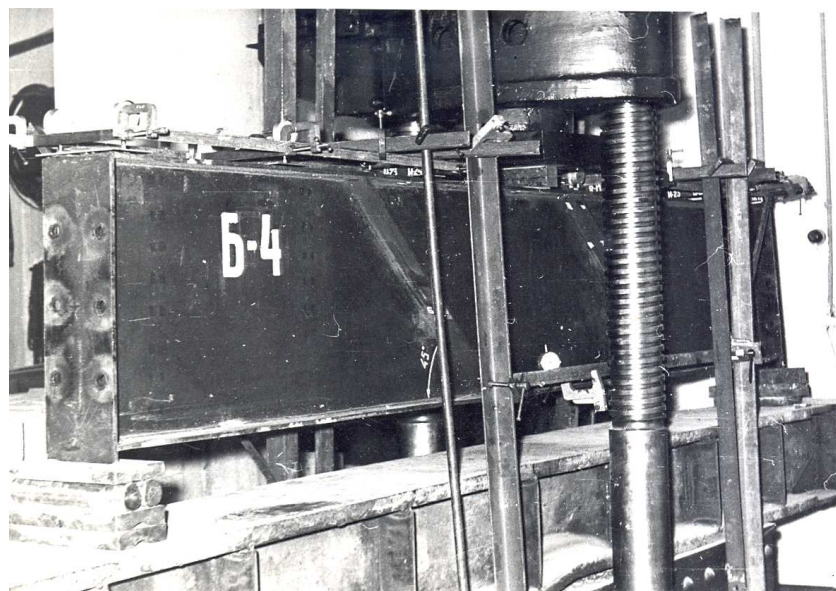


Рис. 2. Гидравлический пресс для проведения испытания балок

Контроль за напряжениями в данных сечениях осуществлялся с помощью тензодатчиков, установленных на стенке и поясах в сжатой и растянутой зонах.

Нагрузка передавалась ступенями от нуля до 32 тонн с постоянным шагом 4 тонны. Причем для исследований была принята:

- 1) непрерывно возрастающая (прямой ход) или убывающая (обратный ход) нагрузка;
- 2) нагрузка, возрастающая или убывающая по этапам, с выдержкой в течение 20...25 минут при достижении каждого последующего этапа.

При оценке общей деформативности системы нас интересует не только абсолютное значение прогиба какого-либо сечения балки, но и коэффициент изменения их изгибной жесткости в результате установки по длине стержня «противокрутильных связей», значения которого (табл. 1) определялись по формуле:

$$v = \frac{y_{от}}{y_t},$$

где v – коэффициент изменения изгибной жесткости стержня за счет постановки наклонных ребер жесткости; $y_{от}$ – прогиб сечения $x = t$ в балке без ребер; y_t – прогиб того же сечения в балке с ребрами жесткости.

Таблица 1

Значения коэффициента изменения изгибной жесткости стержня, полученные за счет постановки наклонных ребер жесткости

Определяемый параметр	Б-1	Б-2	Б-4	Б-5	Б-6	Б-7	Б-8	Б-11	Б-12
v	1,00	1,000	1,095	1,015	1,038	1,052	1,013	1,054	1,030
σ_x	2160	–	1943	1635	1946	1743	2000	1740	2064

Значения напряжений в балках Б-1 и Б-5 (с наименьшей и наибольшей жесткостью) представлены в таблицах 2, 3.

Таблица 2

Значения напряжений в балке Б-1

Нагрузка, кг	№ точек сечения	Компоненты напряжений по сечениям Б-1									
		1		2		3		4		5	
		σ_x	σ_y	σ_x	σ_y	σ_x	σ_y	σ_x	σ_y	σ_x	σ_y
100	1	-141,75	162,75	-10,00	0,00	-10,50	0,00	-36,75	5,25	-10,50	94,25
	2	-141,75	-162,75	-10,00	0,00	-10,50	0,00	-36,75	-5,25	-10,50	-94,25
	3	141,75	-162,75	10,00	0,00	10,50	0,00	36,75	-5,25	10,50	-94,25
	4	141,75	162,75	10,00	0,00	10,50	0,00	36,75	5,25	10,50	94,25
200	1	-225,50	194,50	-15,75	15,75	-36,75	5,25	-73,50	10,50	-82,50	82,50
	2	-225,50	-194,50	-15,75	15,75	-36,75	-5,25	-73,50	-10,50	-82,50	-82,50
	3	225,50	-194,50	15,75	-15,75	36,75	-5,25	73,50	-10,50	82,50	-82,50
	4	225,50	194,50	15,75	-15,75	36,75	5,25	73,50	10,50	82,50	82,50
300	1	-220,50	241,50	-42,00	31,50	-42,00	21,00	-52,50	21,00	-69,75	108,75
	2	-220,50	-241,50	-42,00	-31,50	-42,00	-21,00	-52,50	-21,00	-69,75	-108,75
	3	220,50	-241,50	42,00	-31,50	42,00	-21,00	52,50	-21,00	69,75	-108,75
	4	220,50	241,50	42,00	31,50	42,00	21,00	52,50	21,00	69,75	108,75
400	1	-210,00	199,50	-47,25	68,25	-41,75	31,75	-94,50	73,50	-36,25	111,75
	2	-210,00	-199,50	-47,25	-68,25	-41,75	-31,75	-94,50	-73,50	-36,25	-111,75
	3	210,00	-199,50	47,25	-68,25	41,75	-31,75	94,50	-73,50	36,25	-111,75
	4	210,00	199,50	47,25	68,25	41,75	31,75	94,50	73,50	36,25	111,75
500	1	-47,25	162,75	-31,50	94,50	-52,50	84,00	-84,00	115,50	-57,75	141,75
	2	-47,25	-162,75	-31,50	-94,50	-52,50	-84,00	-84,00	-115,50	-57,75	-141,75
	3	47,25	-162,75	31,50	-94,50	52,50	-84,00	84,00	-115,50	57,75	-141,75
	4	47,25	162,75	31,50	94,50	52,50	84,00	84,00	115,50	57,75	141,75
600	1	-88,00	202,00	-121,00	121,00	-57,75	110,25	-89,25	120,75	-54,00	169,50
	2	-88,00	-202,00	-121,00	-121,00	-57,75	-110,25	-89,25	-120,75	-54,00	-169,50
	3	88,00	-202,00	121,00	-121,00	57,75	-110,25	89,25	-120,75	54,00	-169,50
	4	88,00	202,00	121,00	121,00	57,75	110,25	89,25	120,75	54,00	169,50
700	1	-50,25	243,75	-178,50	147,00	-73,50	105,00	-99,75	110,25	-68,25	89,25
	2	-50,25	-243,75	-178,50	-147,00	-73,50	-105,00	-99,75	-110,25	-68,25	-89,25
	3	50,25	-243,75	178,50	-147,00	73,50	-105,00	99,75	-110,25	68,25	-89,25
	4	50,25	243,75	178,50	147,00	73,50	105,00	99,75	110,25	68,25	89,25

Таблица 3

Значения напряжений в балке Б-5

Нагрузка, кг	№ точек сечения	Компоненты напряжений по сечениям Б-5									
		1		2		3		4		5	
		σ_x	σ_y	σ_x	σ_y	σ_x	σ_y	σ_x	σ_y	σ_x	σ_y
100	1	-15,75	131,25	-5,25	15,75	-10,50	10,50	-10,50	0,00	-31,50	10,50
	2	-15,75	-131,25	-5,25	-15,75	-10,50	-10,50	-10,50	0,00	-31,50	-10,50
	3	15,75	-131,25	5,25	-15,75	10,50	-10,50	10,50	0,00	31,50	-10,50
	4	15,75	131,25	5,25	15,75	10,50	10,50	10,50	0,00	31,50	10,50
200	1	-21,00	283,50	0,00	42,00	-36,75	15,75	-52,50	21,00	-57,75	15,75
	2	-21,00	-283,50	0,00	-42,00	-36,75	-15,75	-52,50	-21,00	-57,75	-15,75
	3	21,00	-283,50	0,00	-42,00	36,75	-15,75	52,50	-21,00	57,75	-15,75
	4	21,00	283,50	0,00	42,00	36,75	15,75	52,50	21,00	57,75	15,75
300	1	-15,75	446,25	-10,50	52,50	-52,50	21,00	-63,00	63,00	-78,75	26,25
	2	-15,75	-446,25	-10,50	-52,50	-52,50	-21,00	-63,00	-63,00	-78,75	-26,25
	3	15,75	-446,25	10,50	-52,50	52,50	-21,00	63,00	-63,00	78,75	-26,25
	4	15,75	446,25	10,50	52,50	52,50	21,00	63,00	63,00	78,75	26,25
400	1	178,50	399,00	-31,50	84,00	-73,50	52,50	-136,50	94,50	-94,50	21,00
	2	178,50	-399,00	-31,50	-84,00	-73,50	-52,50	-136,50	-94,50	-94,50	-21,00
	3	-178,50	-399,00	31,50	-84,00	73,50	-52,50	136,50	-94,50	94,50	-21,00
	4	-178,50	399,00	31,50	84,00	73,50	52,50	136,50	94,50	94,50	21,00
500	1	26,25	740,25	-21,00	126,00	-89,25	89,25	-110,25	36,75	-120,75	-5,25
	2	26,25	-740,25	-21,00	-126,00	-89,25	-89,25	-110,25	-36,75	-120,75	-5,25
	3	-26,25	-740,25	21,00	-126,00	89,25	-89,25	110,25	-36,75	120,75	5,25
	4	-26,25	740,25	21,00	126,00	89,25	89,25	110,25	36,75	120,75	5,25
600	1	42,00	903,00	-26,25	173,25	-115,50	147,00	-136,00	10,50	-147,00	31,50
	2	42,00	-903,00	-26,25	-173,25	-115,50	-147,00	-136,00	-10,50	-147,00	-31,50
	3	-42,00	-903,00	26,25	-173,25	115,50	-147,00	136,00	-10,50	147,00	-31,50
	4	-42,00	903,00	26,25	173,25	115,50	147,00	136,00	10,50	147,00	31,50
700	1	68,25	1065,70	-21,00	231,00	-131,25	204,75	-152,75	36,75	-189,00	73,50
	2	68,25	-1065,70	-21,00	-231,00	-131,25	-204,75	-152,75	-36,75	-189,00	-73,50
	3	-68,25	-1065,70	21,00	-231,00	131,25	-204,75	152,75	-36,75	189,00	-73,50
	4	-68,25	1065,70	21,00	231,00	131,25	204,75	152,75	36,75	189,00	73,50

В заключение проведенного исследования можно сделать следующие **выводы:**

1) в данной работе впервые экспериментальным путем исследуется вопрос влияния геометрии и типа противокрутильных связей на величину нормальных напряжений σ_x и изгибную жесткость подкрепленных тонкостенных стержней;

2) за счет постановки противокрутильных связей увеличивается жесткость подкрепленных стержней. Прогобы могут быть снижены на 1,3...14,5 %;

3) нормальные напряжения σ_x в опасном сечении могут быть снижены на 4,4...24,3 % при увеличении общего веса конструкции на 1,8...13,3 %.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аистов, Н.Н. Испытания сооружений / Н.Н. Аистов. – М.: Стройиздат, 1960.

2. Аксельрад, Э.Л. Техническая теория стержней: учеб. пособие / Э.Л. Аксельрад. – Л.: Ленингр. ин-т инженеров железнодорожного транспорта, 1967.
3. Артемов, П.Я. Расчет тонкостенных стержней открытого профиля / П.Я. Артемов, М.И. Любошин, М.Н. Рудицин. – Минск: Белорус. политехн. ин-т, 1959.
4. Баклашов, Г.Г. Экспериментальное исследование прочности и устойчивости подкрепленных тонкостенных стержней при плоском изгибе / Г.Г. Баклашов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1973. – № 1.
5. Бейлин, Е.А. Об устойчивости плоской формы изгиба тонкостенных балок, имеющих упругие диафрагмы на торцах / Е.А. Бейлин // Инженерные конструкции, сопротивление материалов, строительная механика: сб. докл. XX науч. конф. – Л.: ЛИСИ, 1962.
6. Бирюлев, В.В. О работе стальных балок со стенками, усиленными наклонными ребрами жесткости / В.В. Бирюлев, И.И. Крылов // Изв. вузов, раздел. Строительство и архитектура. – 1971. – № 9.
7. Болотин, Б.В. Строительная механика. Современное состояние и перспективы развития / Б.В. Болотин, И.И. Гельденблат, А.Ф. Смирнов. – М.: Изд-во лит. по строительству, 1972.
8. Борисов, М.Б. Расчет на кручение спаренных планками тонкостенных стержней: дис. ... канд. техн. наук / М.Б. Борисов. – Л., 1948.
9. Борисов, М.Б. Расчет на кручение составных тонкостенных балок с учетом упругих деформаций соединительных планок / М.Б. Борисов // Тр. Ленингр. технолог. ин-та им. Ленсовета. – 1953. – Вып. 23.
10. Броуде, Б.М. К теории тонкостенных стержней открытого профиля / Б.М. Броуде // Строительная механика и расчет сооружений. – 1960. – № 6.
11. Бычков, Д.В. Совместное действие изгиба и кручения в металлических балках / Д.В. Бычков // Исследование металлических конструкций: сб. – М., 1940.
12. Бычков, Д.В. Испытание металлической балки П-образного сечения / Д.В. Бычков, А.К. Мрошинский // Тр. лаборатории строительной механики ЦНИПС. – М., 1941.
13. Бычков, Д.В. Кручение металлических балок / Д.В. Бычков, А.К. Мрошинский. – М.: Стройиздат, 1944.
14. Власов, В.З. Новый метод расчета призматических балок из тонкостенных профилей на совместное действие изгиба и кручения / В.З. Власов // Вестн. ВИА. – 1936. – № 20.
15. Власов, В.З. Кручение и устойчивость тонкостенных профилей / В.З. Власов // Строительная промышленность. – 1938. – № 6.
16. Длугач, М.И. Экспериментальное исследование устойчивости тонкостенных стержней, усиленных решеткой или планками / М.И. Длугач // Сб. тр. ин-та строительной механики АН УССР. – 1952. – № 17.
17. Киселев, В.Н. К расчету стальных балок со стенками, усиленными наклонными ребрами жесткости / В.Н. Киселев // Исследование в области строительства: тр. ГИСИ им. Чкалова. – Горький, 1973. – № 64, ч. 1.
18. Киселев, В.Н. Об одном вопросе расчета тонкостенных призматических стержней открытого профиля с «противокрутильными связями» / В.Н. Киселев // Металлические конструкции: тр. ГИСИ им. В.П. Чкалова. – Горький, 1974. – Вып. 67.
19. Крылов, Н.А. Испытание конструкций сооружений / Н.А. Крылов, К.А. Глуховский. – Л.: Изд-во лит. по строительству, 1970.

Поступила 02.06.2014

EXPERIMENTAL STUDY OF I-BEAM WELDED BEAMS, SUPPORTED BY THE SLOPE OF STIFFENERS ON THE FLAT BENDING

V. KISELYOV, I. CELUYKO

The article investigates the influence of the geometry and the influence of the type of the antitorsion connections on the normal stress σ_x and on the flexural rigidity of the supported thin-walled bars. An experimental investigation is set to determine the coefficient of deformability change of beams with the use of antitorsion ties at their length. In the article you can find the values of the normal stresses in the cross sections of the beam with the change of an angle slope and the change of the type of installable stiffening ribs. The authors give a quantitative assessment of the influence of the inclined ribs on the normal stress in an arbitrary cross section of the beam, as well as on its rigidity at a bending moment.