

УДК 624.21

Анализ работы главной балки пролетного строения из стальных тонкостенных профилей на пешеходную нагрузку

С. В. Чижов, Н. А. Соловьев, Ю. В. Авдей

Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Российская Федерация, 190031, Санкт-Петербург, Московский пр., 9

Для цитирования: Чижов С. В., Соловьев Н. А., Авдей Ю. В. Анализ работы главной балки пролетного строения из стальных тонкостенных профилей на пешеходную нагрузку // Известия Петербургского университета путей сообщения. — СПб.: ПГУПС, 2025. — Т. 22. — Вып. 2. — С. 531–544. DOI: 10.20295/1815-588X-2025-2-531-544

Аннотация

Цель: Рассмотреть возможность применения стальных тонкостенных холодногнутых профилей в мостовых конструкциях. Произвести аналитический обзор существующих подходов к расчету тонкостенных конструкций в отечественных и зарубежных нормативных документах. Выполнить анализ прочностных и деформационных характеристик разработанной конструкции. Рассмотреть вопрос о необходимости корректировки общепринятой методики расчета и требований нормативных документов. Обосновать целесообразность применения конструкций из тонкостенных холодногнутых профилей в мостостроении. **Методы:** Использованы математическое и конечно-элементное моделирование, методы строительной механики, метод конструктивно-технологического проектирования. **Результаты:** Предложена конструкция пролетного строения с главными балками из стальных холодногнутых тонкостенных профилей, выполнен анализ напряженно-деформированного состояния. Расчеты показали достаточную несущую способность и жесткость конструкции на действие пешеходной нагрузки в качестве временной. Выявлены недостатки существующей методики расчета тонкостенных стержней и пробелы в нормативной базе. **Практическая значимость:** Обозначена необходимость в пересмотре требований нормативных документов по проектированию и расчету мостовых конструкций, корректировке общепринятой методики расчета конструкций из холодногнутых стальных тонкостенных профилей и ее адаптация к расчету мостовых конструкций для возможности их использования.

Ключевые слова: Холодногнутый стальной тонкостенный профиль, ЛСТК, теория Власова, теория закритической несущей способности, коробление, местная устойчивость, пешеходный путепровод, металлический мост.

Введение

Стальные тонкостенные холодногнутые профили нашли широкое применение в области строительства зданий жилого, промышленного и сельскохозяйственного назначения. Их применение в несущих конструкциях является одним из главных направлений эффективного строительства, поскольку позволяет получать конструкции наименьшей массы при сохранении необходимой жесткости [1, 2]. Однако до сих

пор не разработаны конструктивные решения по их применению в несущих конструкциях мостовых сооружений [3]. Вышедший свод правил (СП) 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов» [4], устанавливающий правила проектирования и методы расчета стальных тонкостенных конструкций из холодногнутых оцинкованных профилей, как и СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции.

Актуализированная редакция СНиП II-23—81*» [5, 6], не распространяет свое действие на мостовые сооружения. При проектировании мостовых конструкций, в том числе пешеходных путепроводов, необходимо руководствоваться СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» [7], в котором стальные тонкостенные холодногнутые профили открытого сечения отсутствуют в списке применяемых материалов, как и указания по их расчету [3]. Целью данной статьи является изучение прочностных и деформационных характеристик пролетного строения пешеходного путепровода из холодногнутых тонкостенных профилей для рассмотрения возможности их применения в составе мостовых конструкций.

Основная часть

К отличительным особенностям стальных тонкостенных холодногнутых профилей следует отнести их сложное поведение под внешней нагрузкой, в частности необходимо учитывать проблемы потери местной устойчивости стенок [8].

Существуют две основные теории расчета стальных тонкостенных холодногнутых профилей: теория тонкостенного стержня В. З. Власова [2] и теория заkritической несущей способности, однако все заслуживающие внимания нормативные документы по расчету стальных тонкостенных профилей, такие как AISI S100—2007 [9], Eurocode EN 1993-1-3 [10] и отечественный СП 260.1325800.2016 [4], в своей основе содержат теорию заkritической несущей способности. Данная теория является полуэмпирической, она основана на масштабных исследованиях и опыте применения тонкостенных конструкций. Если не предполагается проведение экспериментальных испытаний, для получения корректных показателей несущей способности необходимо вводить поправочные коэффициенты и строго соблюдать соотношения

геометрических размеров профилей, приведенные в нормативных документах, для которых накоплен достаточный опыт [11].

В отличие от классических металлических конструкций, в конструкциях из холодногнутых профилей допускается потеря устойчивости в составных частях сечения и потеря устойчивости формы всего сечения. Это явление объясняется возможностью работы пластин, составляющих поперечное сечение, в заkritической стадии [11, 12]. Впервые данная концепция была предложена Теодором фон Карманом [13]. Отдельные пластины, составляющие профиль, могут работать в заkritической стадии с образованием локального выпучивания. Учет потери указанных форм устойчивости при определении несущей способности профилей производится путем исключения «неэффективных» участков.

При расчете рассматриваемого пролетного строения будем применять теорию заkritической несущей способности и руководствоваться нормативным документом Eurocode EN 1993-1-3 [10] как первоисточником и СП 260.1325800.2016 [4], являющимся по своей сути переводом европейских норм.

Помимо более низкой ожидаемой металлоемкости, использование холодногнутых тонкостенных профилей в пролетном строении имеет следующие преимущества: быстрособираемость конструкции, отсутствие необходимости в тяжелой строительной технике и высококвалифицированной рабочей силе [14]. Конструкции из холодногнутых тонкостенных профилей являются конструкциями высокой степени заводской готовности. Они могут доставляться на объект в виде готового для сборки комплекта из нарезанных на нужную длину элементов с необходимыми отверстиями для соединений [15].

В качестве несущих элементов приняты холодногнутые С-образные профили открытого сечения с маркой стали С350 и цинковым покры-

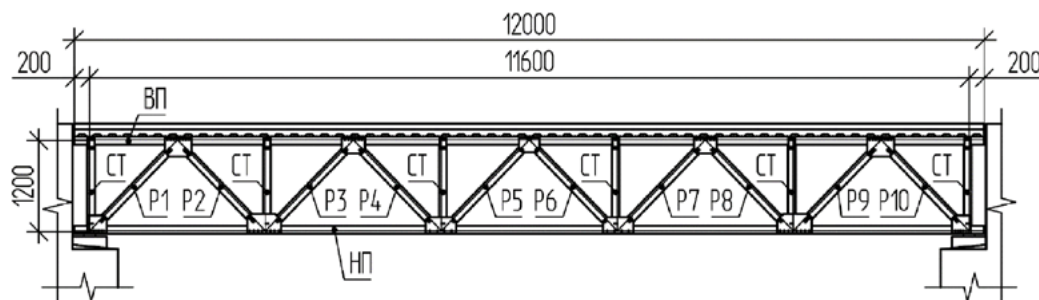


Рис. 1. Рассматриваемое пролетное строение

тием 600 г/м². Максимальную длину профилей из условий перевозки ограничиваем 12 м.

Из профилей составлено решетчатое пролетное строение с высотой 1/10 пролета из 5 панелей, угол наклона раскосов близкий к 45°. Наиболее рациональной работа данных профилей будет при действии внешней нагрузки вдоль оси симметрии, при которой минимизируются явления кручения. В нижнем поясе предусмотрены отверстия диаметром 50 мм во избежание мест скопления воды. Монтажные соединения приняты на нефрикционных болтовых соединениях размером М10 через фасонки.

Предложенное пролетное строение с учетом свесов в 200 мм позволяет перекрыть как двухпутную железную дорогу, так и автомобильную двухполосную (габарит Г-8) или четырехполосную при устройстве промежуточной опоры на разделительной полосе (габарит Г-(9,0+С+9,0)). Пролетное строение по фасаду показано на рис. 1, опоры нанесены схематично.

Плита перекрытия принята из монолитного железобетона с изготовлением на несъемной опалубке из профилированного листа НС35-1000-0,7. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом [16] и СТО 0047—2005 «Стандарт организации. Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу. Расчет и проектирование» [17] разрешают использование профилированного настила в качестве внешней арматуры

при коэффициенте асимметрии цикла $\rho < 0,7$. В нашем случае это условие не выполняется, следовательно, расчет профилированного настила ведем только на стадию укладки бетона, мероприятия по обеспечению сцепления профилированного листа с бетоном не выполняем. Предусматривается раскрепление верхнего сжатого пояса с профилированным настилом в узловых точках для уменьшения свободной длины.

В поперечном сечении пролетное строение состоит из трех главных балок с железобетонной плитой перекрытия на несъемной опалубке (рис. 2).

Расчет главной балки предложенного пролетного строения произведен по следующему алгоритму:

- назначение расчетной схемы;
- сбор нагрузок;
- определение КПУ;
- нахождение внутренних усилий;
- предварительное назначение размеров поперечных сечений отдельных элементов в виде тонкостенных С-образных профилей;
- определение «эффективных» геометрических характеристик поперечных сечений или геометрических характеристик полного сечения для элементов, характер работы которых носит растяжение и исключает образование участков со сжимающими напряжениями;
- учет отверстий и перерасчет геометрических характеристик;
- проверки по I и II группам предельных состояний.

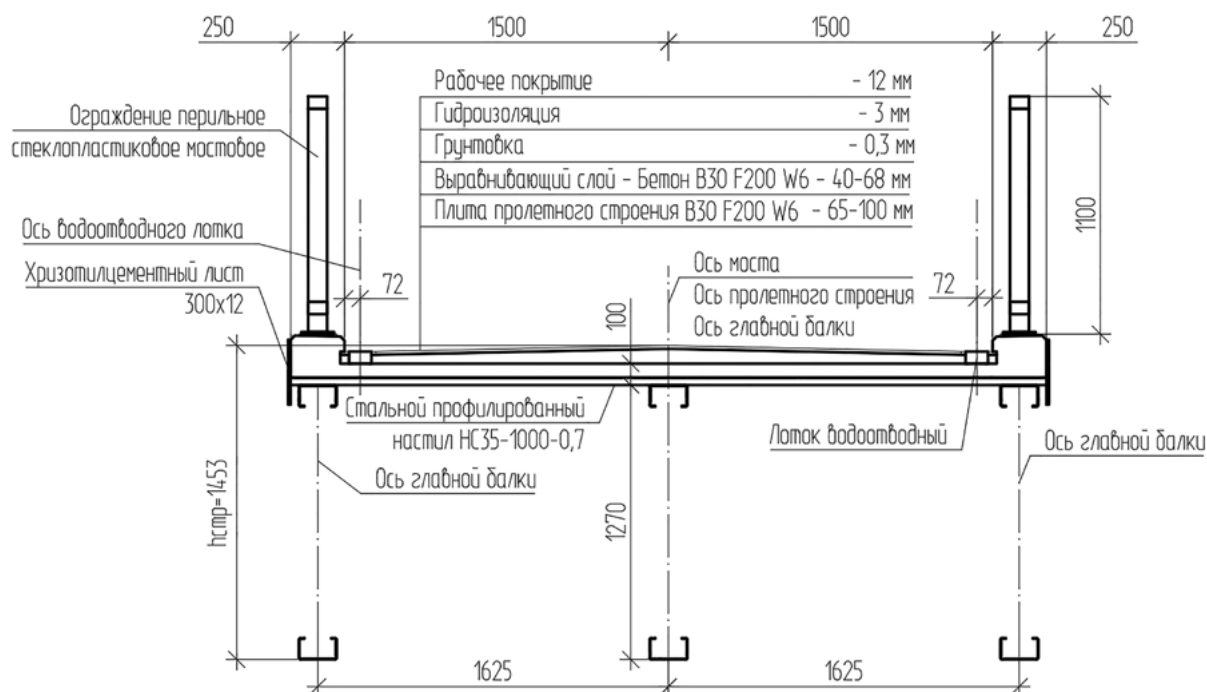


Рис. 2. Поперечное сечение пролетного строения

Был выполнен расчет наиболее нагруженной балки. Так как верхний пояс воспринимает усилия от плиты вне узлов, соединения стержней фермы приняты жесткими для учета распределения изгибающих моментов по элементам фермы. Усилия были найдены в программном комплексе Midas Civil 2006 и приведены в табл. 3.

После нахождения внутренних усилий были предварительно назначены размеры поперечных сечений стальных тонкостенных профилей, составляющих решетчатую главную балку, и затем определены их «эффективные» («редуцированные») характеристики. Минимальную толщину профилей ограничили 1,5 мм, максимальную 4 мм. Соотношения размеров профиля к его толщине (b/t , h/t , c/t) назначены в определенном диапазоне, представленном в Eurocode EN 1993-1-3 [10], для которого накоплен достаточный теоретический и экспериментальный опыт [11].

Процедура нахождения «редуцированной» («эффективной») площади поперечного сечения тонкостенного профиля заключается в деком-

позиции исходного полного поперечного сечения на совокупность независимых пластин типа «стенки» и типа «полки» в зависимости от их закрепления. Отброшенные части заменяют шарнирными опорами, а также линейными пружинами и пружинами кручения в зависимости от типа закрепления в исходном сечении. Для С-образного профиля стенка будет иметь полное раскрепление, а полки с отгибами жесткости частичное [18].

Кроме типа закрепления отдельных пластинок, величину и положение «эффективных» участков определяют геометрические параметры, прочностные характеристики используемой стали, а также распределение напряжений по ширине рассматриваемой пластины. Также при расчете необходимо учитывать толщину защитного покрытия и исключать его из работы на внешнюю нагрузку [11, 19].

Расчеты производятся по срединной линии. Влияние углов изгиба учитывается путем введения поправочных коэффициентов к полученным

геометрическим характеристикам «редуцированного» сечения, вычисленным для сечения с прямыми углами [11]. Последовательность приведения исходного поперечного сечения С-образного профиля к расчетным моделям приведена на рис. 3.

Потеря устойчивости полки происходит совместно с отгибом, являющимся элементом жесткости. Помимо локального выпучивания каждого из элементов в системе из полки и отгиба, необходимо учитывать потерю устойчивости всей системы, описывающую потерю устойчивости формы исходного сечения. При определении «эффективных» участков полки отброшенная часть стенки заменяется на пружину кручения с жесткостью C_τ . Затем, полагая действующие усилия на пластину равными пределу текучести стали R_y , определяются «эффективные» участки полки b_{eff} и отгиба c_{eff} . После получения «эффективных» участков первоначальная расчетная схема с пружиной кручения заменяется модифицированной расчетной схемой с линейной пружиной жесткости K . Система, состоящая из участка стенки, примыкающей к отгибу, $b_{eff,2}$ и отгибу c_{eff} , рассматривается как стержень на упругом основании. Полученная расчетная схема описывает форму потери устойчивости в исходном сечении профиля [18]. Исходная и модифицированная расчетные схемы системы из полки и отгиба представлены на рис. 4.

Из полученных «эффективных» участков отдельных пластин составляется полное «реду-

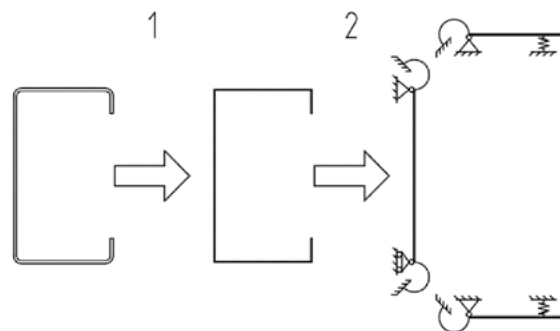


Рис. 3. Последовательность приведения исходного поперечного сечения к расчетным моделям С-образного профиля

цированное» поперечное сечение для нахождения геометрических характеристик всего сечения и выполнения дальнейших расчетов обычным способом [20, 18]. Полученное поперечное сечение моделирует реальную работу профиля путем удаления из поперечного сечения участков, теряющих местную устойчивость и выключающихся из работы участков полного сечения [14].

Использованные поперечные сечения С-образных профилей, их основные геометрические характеристики до процедуры «редуцирования», после и за вычетом отверстий приведены в табл. 1 и 2. Для элементов, в которых не происходит образование участков со сжимающими напряжениями, процедура «редуцирования» не производилась.

Проверки по прочности были произведены в пяти сечениях по длине каждого элемента решетчатой фермы. Также были учтены дополни-

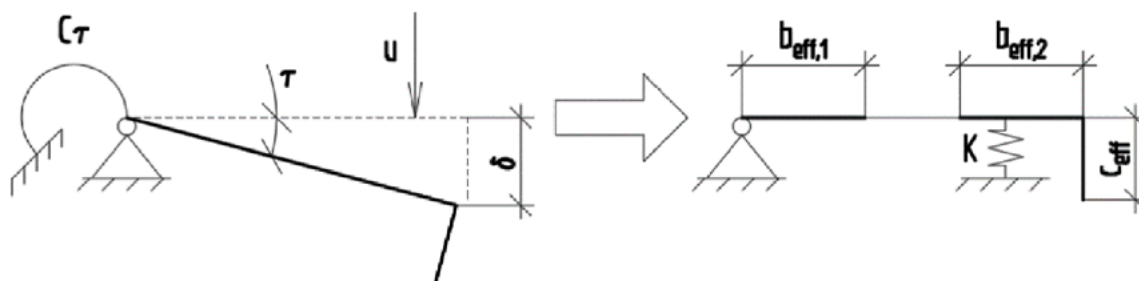


Рис. 4. Исходная и модифицированная расчетные схемы системы из полки и отгиба

Таблица 1. Поперечные сечения использованных профилей

	Нижний пояс (175×100×25×3)	Верхний пояс (175×100×25×4)	Стойки (175×90×25×1,5)	Раскосы P1, P10 (175×90×25×2,5)	Раскосы P2, P9 (175×90×25×1,5)	Раскосы P3, P8 (175×90×25×2)	Раскосы P4, P7 (175×90×25×1,5)	Раскосы P5, P6 (175×90×25×1,5)	
Исходное поперечное сечение									
«Эффективное» поперечное сечение при сжатии	—				—			—	
«Эффективное» поперечное сечение при сжатии с учетом отверстий под болты	—				—			—	
«Эффективное» поперечное сечение при изгибе (сжатая стенка)	—				—			—	
«Эффективное» поперечное сечение при изгибе (сжатая стенка) с учетом отверстий под болты	—				—			—	
«Эффективное» поперечное сечение при изгибе (сжатые отгибы)	—				—			—	
«Эффективное» поперечное сечение при изгибе (сжатые отгибы) с учетом отверстий под болты	—				—			—	

Таблица 2. Основные геометрические характеристики использованных профилей

Характер работы	Геометрические характеристики	Нижний пояс	Верхний пояс	Стойки	Раскосы P1, P10	Раскосы P2, P9	Раскосы P3, P8	Раскосы P4, P7	Раскосы P5, P6
Геометрические характеристики исходного поперечного сечения	Площадь A_{br} , мм ² :	1028	1547	557	933	557	747	557	557
	Момент инерции отн-но оси $Z I_z$, мм ⁴ :	1 420 514	2 050 481	654 184	1 059 178	654 184	862 480	654 184	654 184
	Момент инерции отн-но оси $Y I_y$, мм ⁴ :	5 924 493	7 719 650	2 830 941	4 660 744	2 830 941	3 763 301	2 830 941	2 830 941
	Радиус инерции отн-но оси $Z i_z$, мм:	37,17	36,40	34,26	33,69	34,26	33,98	34,26	34,26
	Радиус инерции отн-но оси $Y i_y$, мм:	75,91	70,63	71,27	70,67	71,27	70,97	71,27	71,27
	Момент сопр. отн-но оси $Z W_z$, мм ³	23 569	31 479	11 088	17 919	11 088	14 605	11 088	11 088
	Момент сопр. отн-но оси $Y W_y$, мм ³	67 741	88 267	32 369	53 292	32 369	43 030	32 369	32 369
	Момент инерции при свободном сечении I_f , мм ⁴	3410	8181	377	1855	377	929	377	377
	Секториальный момент инерции сечения I_{φ} , мм ⁶	10 200 197 995	12 624 469 222	4 353 485 940	6 843 558 360	4 353 485 940	5 656 393 227	4 353 485 940	4 353 485 940
	Расстояние от центра изгиба до ц. т. z_0 , мм	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
«Эфф.» геом. хар-ки поп. сеч-я при сжатии	Расстояние от центра изгиба до ц. т. y_0 , мм	82,15	81,00	74,71	73,57	74,71	74,14	74,71	74,71
	Расстояние от ц. т. до полки z_{gc} , мм	86,00	85,50	86,75	86,25	86,75	86,50	86,75	86,75
	Расстояние от ц. т. до стенки y_{gc} , мм	33,82	33,33	30,39	29,91	30,39	30,15	30,39	30,39
	«Эффективная» площадь A_{eff} , мм ² :	1028	1341	278	639	557	422	557	278
	Расстояние от ц. т. до полки $z_{eff,gc}$, мм	86,00	85,50	86,75	86,25	86,75	86,50	86,75	86,75
«Эфф.» геом. хар-ки поп. сеч-я при сжатии с учетом отверстий под болты	Расстояние от ц. т. до стенки $y_{eff,gc}$, мм	34,55	33,36	38,00	32,14	38,00	32,01	38,00	38,00
	Момент сопр. отн-но оси $Z W_z$, мм ³	22 136	24 588	7311	11 770	10 219	8214	10 219	7311
	Момент сопр. отн-но оси $Y W_y$, мм ³	55 908	67 288	18 742	34 943	26 525	23 412	26 525	18 742

Окончание табл. 2

Характер работы	Геометрические характеристики	Нижний пояс	Верхний пояс	Стойки	Раскосы P1, P10	Раскосы P2, P9	Раскосы P3, P8	Раскосы P4, P7	Раскосы P5, P6
«Эфф.» геом. хар-ки поп. сеч-я при изгибе (сжатая стенка)	Момент сопр. отн-но оси $Z W_z$, мм ³	23 569	30 596	9593	16 556	11 088	13 123	11 088	9593
	Момент сопр. отн-но оси $Y W_y$, мм ³	67 741	88 151	30 417	52 273	32 369	41 516	32 369	30 417
«Эфф.» геом. хар-ки поп. сеч-я при изгибе (сжатая стенка) с учетом отверстий под болты	Момент сопр. отн-но оси $Z W_z$, мм ³	22 136	28 494	9168	15 524	10 219	12 413	10 219	9168
	Момент сопр. отн-но оси $Y W_y$, мм ³	55 908	72 441	24 572	42 412	26 525	33 651	26 525	24 572
«Эфф.» геом. хар-ки поп. сеч-я при изгибе (сжатые оттибы)	Момент сопр. отн-но оси $Z W_z$, мм ³	23 569	29 099	6145	15 101	11 088	11 254	11 088	6145
	Момент сопр. отн-но оси $Y W_y$, мм ³	67 741	85 581	27 033	49 965	32 369	39 170	32 369	27 033
«Эфф.» геом. хар-ки поп. сеч-я при изгибе (сжатые оттибы) с учетом отверстий под болты	Момент сопр. отн-но оси $Z W_z$, мм ³	22 136	26 598	5048	13 501	10 219	9928	10 219	5048
	Момент сопр. отн-но оси $Y W_y$, мм ³	55 908	69 871	21 188	40 129	26 525	31 319	26 525	21 188

Таблица 3. Результаты проверки поперечных сечений по прочности на расчетные усилия

Элемент	Силовые факторы					Дополнительные моменты		Проверки по прочности												
	$N \min (kN)$	$N \max (kN)$	$\bar{Q} \min (kN)$	$\bar{Q} \max (kN)$	$Mz \min (kN \cdot m)$	$Mz \max (kN \cdot m)$	$\Delta Mz_e (N \min)(kN \cdot m)$	$\Delta Mz_{ec} (N \max)(kN \cdot m)$	$\sigma (N \min)(N/mm^2)$	$\sigma (N \max)(N/mm^2)$	$\Sigma \leq [\sigma](N \min)$	$\Sigma \leq [\sigma](N \max)$	$\sigma (Mz \min) (N/mm^2)$	$\sigma (Mz \max) (N/mm^2)$	$\Sigma \leq [\sigma] (Mz \min)$	$\Sigma \leq [\sigma] (Mz \max)$	$\sigma (N + M \min) (N/mm^2)$	$\sigma (N + M \max) (N/mm^2)$	$\Sigma \leq [\sigma] (N + M \min)$	$\Sigma \leq [\sigma] (N + M \max)$
Нижний пояс	111,24	238,77	-0,03	0,03	0,04	0,09	0,34	0,73	125	269	ДА	ДА	2	4	ДА	ДА	142	304	ДА	ДА
Верхний пояс	-229,25	-106,77	-10,29	-4,25	-1,76	-0,71	-0,47	-0,22	196	91	ДА	ДА	71	29	ДА	ДА	287	129	ДА	ДА
Стойки	-12,85	-5,54	0,27	1,07	-0,89	-0,25	-0,10	-0,05	51	22	ДА	ДА	124	35	ДА	ДА	189	63	ДА	ДА
Раскос Р1	-123,8	-57,64	-0,34	0,1	-0,24	0,02	-0,18	-0,08	230	107	ДА	ДА	20	2	ДА	ДА	266	116	ДА	ДА
Раскос Р2	42,96	96,69	-0,2	0,22	-0,22	0,25	0,04	0,10	88	198	ДА	ДА	21	24	ДА	ДА	113	230	ДА	ДА
Раскос Р3	-71,91	-28,27	-0,2	0,23	-0,21	0,25	-0,07	-0,03	207	81	ДА	ДА	26	30	ДА	ДА	241	115	ДА	ДА
Раскос Р4	11,32	48,65	-0,22	0,2	-0,18	0,29	0,01	0,05	23	99	ДА	ДА	17	28	ДА	ДА	41	132	ДА	ДА
Раскос Р5	-27,05	6,96	-0,22	0,21	-0,18	0,28	-0,22	0,06	106	12	ДА	ДА	25	25	ДА	ДА	162	42	ДА	ДА

Таблица 4. Результаты проверки поперечных сечений по потере устойчивости

Элемент	Силовые факторы	Потеря устойчивости в форме продольного изгиба относительно оси наибольшей жесткости (оси y)		Потеря устойчивости в форме продольного изгиба относительно оси наименьшей жесткости (оси z)		Крутильная форма потери устойчивости		Изгибно-крутильная форма потери устойчивости			
		$N_{cr,y,b,Rd}$	$ N \leq N_{cr,y,b,Rd}$	$N_{cr,z,b,Rd}$	$ N \leq N_{cr,z,b,Rd}$	$N_{cr,T,b,Rd}$	kN	$ N \leq N_{cr,T,b,Rd}$	$N_{cr,TF,b,Rd}$	kN	$ N \leq N_{cr,TF,b,Rd}$
Верхний пояс	-229,25	426,35	ДА	375,90	ДА	319,49	312,40	ДА	ДА	ДА	ДА
Стойки	-12,85	88,74	ДА	77,02	ДА	76,24	75,04	ДА	ДА	ДА	ДА
Раскос P1	-123,8	200,30	ДА	146,23	ДА	127,46	124,15	ДА	ДА	ДА	ДА
Раскос P3	-71,91	132,33	ДА	96,61	ДА	90,96	88,81	ДА	ДА	ДА	ДА
Раскос P5	-27,05	87,34	ДА	63,76	ДА	62,94	61,54	ДА	ДА	ДА	ДА

тельные изгибающие моменты, возникающие от смещения нейтральных осей поперечного сечения из-за искусственного удаления «неэффективных» участков [18, 19]. Результаты расчетов при проверке по прочности показали достаточность принятых сечений и приведены в табл. 3.

Далее была определена несущая способность по потери устойчивости для элементов, в которых возможно сжатие. Расчетная длина верхнего пояса принята равной расстоянию между узлами благодаря раскреплению в узловых точках, расчетные длины раскосов и стоек также приняты равными расстоянию между узловыми точками. Проверки производились по форме потери устойчивости относительно осей наибольшей и наименьшей жесткости, по крутильной и по изгибно-крутильной формам. Для нахождения коэффициента снижения несущей способности χ при расчетах были использованы кривые потери устойчивости в зависимости от условной гибкости λ конкретного элемента [19] по соответствующей кривой потери устойчивости согласно нормативному документу Eurocode EN 1993-1-1 [21]. Результаты указанных проверок показали достаточность принятых сечений и приведены в табл. 4.

Расчет толщины фасонок был произведен по методике, предложенной в СП 35.13330.2011 [7] и показал необходимую толщину, равную 1,8 мм. Минимальная толщина фасонок для мостовых конструкций по СП 35.13330.2011 [7] ограничена 10 мм и является избыточной для рассматриваемой конструкции. Таким образом, толщину фасонки назначаем конструктивно величиной 4 мм, соответствующей максимальной толщине листа с цинковым покрытием.

Расчеты болтовых соединений выполнялись на срез и смятие. Размещение болтов в соединении было выполнено в соответствии с требованиями СП 260.1325800.2016 [4]. Результаты показали необходимость установки болтов класса прочности 5,8 в два ряда от 2 до 8 на каждую фасонку.

Применение нефрикционных соединений объясняется невозможностью подготовки контактных поверхностей для установки высокопрочных болтов без повреждения защитного покрытия.

Прогиб главной балки от временной нагрузки составил 20 мм, что является меньше допускаемого прогиба величиной 26 мм и равного 1/400 пролета.

Масса рассмотренной конструкции с учетом соединений составила 417,5 кг. Для сравнения металлоемкости предложенной конструкции главной балки с традиционными решениями был выбран горячекатаный двутавр с параллельными гранями полок по ГОСТ Р 57837—2017 из стали той же прочности. Согласно произведенным расчетам для восприятия действующей нагрузки необходим двутавр профиля 40Б1. Общая масса двутавровой балки равна 679,2 кг. Снижение расхода стали составило 38,5 %.

Выводы

Можно судить о достаточной несущей способности и жесткости рассмотренной конструкции. Расчеты по I и II группе предельных состояний показали достаточность использованных сечений.

Снижение металлоемкости на 38,5 % в сравнении со сплошностенчатой главной балкой в виде горячекатаного двутавра, а также быстрособираемость конструкции, отсутствие необходимости в тяжелой строительной технике и высококвалифицированной рабочей силе, снижение затрат на фундаменты за счет уменьшения постоянной нагрузки говорят об экономической эффективности главной балки предложенной конструкции.

Был выявлен существенный недостаток общепринятой методики расчета тонкостенных холодногнутых профилей, а именно: при сложном напряженном состоянии для каждого силового фактора необходимо находить свое «редуцированное» сечение, что не может отражать реальную работу. Существует необходимость в проведении

численных экспериментов методом конечно-элементного проектирования путем задания профилей оболочечными элементами с различным шагом разбивки для корректировки методики по расчету холодногнутых тонкостенных профилей, изложенной в нормативных документах.

Требования к минимальным толщинам для стальных конструкций мостовых сооружений являются существенно завышенными для подобных конструкций. Для внедрения тонкостенных холодногнутых профилей в конструкциях пешеходных путепроводов необходим пересмотр требований нормативных документов и разработка методики расчета применительно к мостовым конструкциям. Учитывая сложность работы конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых профилей на внешнюю нагрузку, целесообразна разработка ряда технико-конструктивных решений для перекрытия наиболее распространенных габаритов, что существенно снизит затраты на проектирование и поспособствует широкому использованию подобных конструкций в мостовом строительстве [15].

Список источников

1. Тухарели В. Д., Строительство зданий с использованием легких металлических конструкций: учеб. пособие / В. Д. Тухарели, А. В. Тухарели, Т. Ф. Чередниченко. — Волгоград: Волгоградский государственный технический университет, 2018. — 132 с.

2. Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни / В. З. Власов. — М.: Физматгиз. — 1959. — 568 с.

3. Ватин Н. И. Большепролетные надземные пешеходные переходы из легкого холодногнутого стального профиля / Н. И. Ватин, А. С. Синельников // Строительство уникальных зданий и сооружений. — 2012. — № 1. — С. 47–52.

4. СП 260.1325800.2017. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутого оцинкованных профилей и гофрированных листов / Минстрой России. — М., 2017. — 124 с.

5. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23—81*. — М., 2017. — 140 с.

6. СНиП II-23—81*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. — 96 с.

7. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*. — М., 2011. — 341 с.

8. Брудка Я. Легкие стальные конструкции. Изд. 2-е, доп. пер. с польск. / Я. Брудка, М. Лубиньски; под ред. С. С. Кармилова. — М.: Стройиздат, 1974. — 342 с.

9. AISI S100—2007. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. — 2007.

10. EN 1993-1-3. Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–3: General rules — Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. CEN, 2005. — P. 93.

11. Семко В. А. Расчет несущих и ограждающих конструкций из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3 / В. А. Семко. — Киев: Украинский Центр Стального Строительства (УЦСС), 2015. — 143 с.

12. Нехаев Г. А. Легкие металлические конструкции / Г. А. Нехаев — Тула: Издатель ООО «ПрофСтальПрокат», 2012. — 93 с.

13. Karman T. von. The Strength of Thin Plates in Compression / T. von. Karman, E. E. Sechler, L. H. Donnell // Transactions, Applied Mechanics Division. — 1932. — Pp. 53–57.

14. Рыбаков В. А. Основы строительной механики легких стальных тонкостенных конструкций / В. А. Рыбаков. — СПб.: СПбГПУ, 2015. — 207 с.

15. Соловьев Н. А. Методическое обоснование расчета холодногнутого стальных тонкостенных профилей в мостовых конструкциях на этапе проекта / Н. А. Соловьев, С. В. Чижов, Ю. В. Авдей // Известия Петербургского университета путей сообщения. — СПб.: ПГУПС, 2024. — Т. 21. — Вып. 3. — С. 622–637.

16. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом / НИИЖБ, ЦНИИПромзданий. — М.: Стройиздат. — 1987. — 40 с.

17. СТО 0047—2005. Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу. Расчет и проектирование. — М.: ЗАО ЦНИИПСК им. Мельникова, ЗАО «Хилти Дистрибьюшн Лтд». — 2005. — 64 с.

18. Косых П. А. Развитие методики расчета легких стальных тонкостенных профилей с произвольной формой перфорации на осевое сжатие: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / П. А. Косых. — Пермь.: ПНИПУ, 2018 — 171 с.

19. Уэй Э. Расчет элементов из стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3 / Э. Уэй, М. Хэйвуд, Н. А. Беляев, С. И. Билык и др. — Киев: УЦСС, НПП Интерсервис, 2015 — 102 с.

20. Смирнов М. О. Прочность и устойчивость стержневых элементов конструкций из холодногнутых профилей с фактически редуцированным сечением: дисс. ...

канд. техн. наук: 2.1.1 / М. О. Смирнов. — СПб.: СПбГАСУ, 2021. — 157 с.

21. EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, 2005. — P. 91.

Дата поступления: 10.04.2025

Решение о публикации: 29.04.2025

Контактная информация:

ЧИЖОВ Сергей Владимирович — канд. техн. наук;
sergchizh@yandex.ru

СОЛОВЬЕВ Николай Андреевич — аспирант;
nikolai_solovev@yahoo.com

АВДЕЙ Юлия Владимировна — канд. пед. наук, доц.;
avdej_yuliya@yandex.ru

The Performance of the Span Main Beam Made of Thin-Walled Steel Sections Subjected to Pedestrian Load

S. V. Chizhov, N. A. Solovev, Yu. V. Avdey

Emperor Alexander I Petersburg State Transport University, 9, Moskovsky pr., Saint Petersburg, 190031, Russian Federation

For citation: Chizhov S. V., Solovev N. A., Avdey Yu. V. The Performance of the Span Main Beam Made of Thin-Walled Steel Sections Subjected to Pedestrian Load // *Proceedings of Petersburg State Transport University*, 2025, vol. 22, iss. 2, pp. 531–544. (In Russian) DOI: 10.20295/1815-588X-2025-2-531-544

Summary

Purpose: To investigate the potential application of cold-formed thin-walled steel sections in bridge construction. To review the existing calculation methods for thin-walled structures in national and international regulatory documents. To analyse the strength and deformation characteristics of the designed structure. To consider the possibility of adjusting the generally accepted calculation methodology and regulatory requirements. To provide substantiated evidence regarding the feasibility of using cold-formed thin-walled sections in the construction of bridges. **Methods:** Mathematical and finite element modelling, methods of structural mechanics, and the structural engineering design method were used. **Results:** The design of the bridge span structure, with the main beams made of cold-formed thin-walled steel sections, has been proposed, and the stress-strain state analysis has been performed. The calculations have demonstrated that the structure is capable of supporting pedestrian traffic loads without compromising its load-bearing capacity or rigidity. The research has shown that the current calculation method for thin-walled rods and the regulatory framework itself are both flawed.

Practical significance: It is necessary to revise the requirements of regulatory documents on the design and calculation of bridge structures. The generally accepted methodology for calculating structures from cold-formed thin-walled steel sections also needs to be adjusted so that it can be used for the calculation of bridge structures.

Keywords: Cold-formed thin-walled steel profile, LTSS (Lightweight Thin-Walled Steel Structure), Vlasov theory, theory of supercritical bearing capacity, buckling, local stability, pedestrian overpass, metal bridge.

References

1. Tukhareli V. D., Tukhareli A. V., Cherednichenko T. F. *Stroitel'stvo zdaniy s ispol'zovaniem legkikh metallicheskiy konstruktsiy: ucheb. posobie* [Construction of buildings using lightweight metal structures]. Volgograd: Volgogradskiy gosudarstvennyy tekhnicheskiy universitet Publ., 2018, 132 p. (In Russian)
2. Vlasov V. Z. *Tonkostennyye uprugie sterzhni* [Thin-walled elastic rods]. Moscow: Fizmatgiz Publ., 1959, 568 p. (In Russian)
3. Vatin N. I., Sinelnikov A. S. Bol'sheproletnye nadzemnye peshekhodnye perekhody iz legkogo kholodnognutogo stal'nogo profilya [Long span footway bridges: coldformed steel cross-section]. *Stroitel'stvo unikal'nykh zdaniy i sooruzheniy* [Construction of Unique Buildings and Structures]. 2012, Iss. 1, pp. 47–52. (In Russian)
4. SP 260.1325800.2017. Konstruktsii stal'nye tonkostennyye iz kholodnognutykh otsinkovannykh profiley i gofirovannykh listov [Thin-walled steel structures made of cold-formed galvanized profiles and corrugated sheets]. *Minstroy Rossii* [Ministry of Construction of Russia]. Moscow, 2017, 124 p. (In Russian)
5. SP 16.13330.2017. *Stal'nye konstruktsii. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIp II-23—81** [Steel structures. Updated version of SNIp (Construction rules and regulations) II-23—81*]. Moscow, 2017, 140 p. (In Russian)
6. SNIp II-23—81*. *Stal'nye konstruktsii* [SNIp II-23—81*(Construction rules and regulations). Steel structures]. *Gosstroy SSSR* [Gosstroy of the USSR]. Moscow: TsITP Gosstroya SSSR Publ., 1990, 96 p. (In Russian)
7. SP 35.13330.2011. *Mosty i truby. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIp 2.05.03—84** [Bridges and pipes. Updated version of SNIp (Construction rules and regulations) 2.05.03—84*]. Moscow, 2011, 341 p. (In Russian)
8. Brudka J., Lubinski M. *Legkie stal'nye konstrukcii* [Light steel structures]. Ed. 2nd, add. transl. from Polish. Under editorship of S. S. Karmilov. Moscow: Stroyizdat Publ., 1974, 342 p. (In Russian)
9. AISI S100—2007. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 2007.
10. EN 1993-1-3. Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–3: General rules — Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. CEN, 2005, p. 93.
11. Semko V. A. *Raschet nesushchikh i ograzhdayushchikh konstruktsiy iz stal'nykh kholodnoformovannykh profiley v sootvetstviy s Evrokodom 3* [Calculation of load-bearing and enclosing structures made of cold-formed steel profiles in accordance with Eurocode 3]. Kiev: Ukrainskiy Tsentral'nyi Stal'nyy Stroitel'stva (UTsSS) Publ., 2015, 143 p. (In Russian)
12. Nekhaev G. A. *Legkie metallicheskie konstrukcii* [Light metal structures]. Tula: Izdatel' OOO "ProfStal'Prokat" Publ., 2012, 93 p. (In Russian)
13. Karman T. von., Sechler E. E., Donnell L. H. The Strength of Thin Plates in Compression. Transactions, Applied Mechanics Division, 1932, pp. 53–57.
14. Rybakov V. A. *Osnovy stroitel'noy mekhaniki legkikh stal'nykh tonkostennykh konstruktsiy* [Fundamentals of structural mechanics of light steel thin-walled structures]. St. Petersburg: SPbGPU Publ., 2015, 207 p. (In Russian)
15. Solov'ev N. A., Chizhov S. V., Avdey Yu. V. Metodicheskoe obosnovanie rascheta kholodnognutykh stal'nykh tonkostennykh profiley v mostovykh konstruktsiyakh na etape proekta [Methodological substantiation of the calculation of cold-formed thin-walled steel sections in bridge structures at the design stage]. *Izvestiya Peterburgskogo universiteta putey soobshcheniya* [Bulletin of the Petersburg University of Railway

Engineering]. St. Petersburg: PGUPS Publ., 2024, vol. 21, Iss. 3, pp. 622–637.

16. *Rekomendatsii po proektirovaniyu monolitnykh zhelezobetonnykh perekrytiy so stal'nykh profilirovannym nastilom. NIIZhB, TsNIIPromzdaniy* [Recommendations for the design of monolithic reinforced concrete floors with profiled steel decking. NIIZHB, TsNIIPromzdaniy]. 1987, 40 p. (In Russian)

17. *STO 0047—2005. Perekrytiya stalezhelezobetonnye s monolitnoy plitoy po stal'nomu profilirovannomu nastilu. Raschet i proektirovanie* [Reinforced concrete floors with monolithic slab on steel profiled sheeting. Calculation and design]. Moscow: ZAO TsNIIPSK im. Mel'nikova, ZAO “Khilti Distrib'yushn Ltd” Publ., 2005, 64 p. (In Russian)

18. Kosyh P. A. *Razvitie metodiki rascheta legkikh stal'nykh tonkostennykh profiley s proizvol'noy formoy perforatsii na osevoe szhatie: diss. ... kand. tekhn. nauk: 05.23.01* [Development of the calculation methodology for light steel thin-walled sections with arbitrary perforation shape for axial compression: diss. ... Cand. of Engineering Sciences: 05.23.01]. Perm': PNIPU Publ., 2018, 171 p. (In Russian)

19. Way A., Haywood M., Belyaev N. A., Bilyk S. I. et al. *Raschet elementov iz stal'nykh kholodnoformovannykh profiley v sootvetstvii s Evrokodom 3* [Calculation of

elements from cold-formed steel sections in accordance with Eurocode 3]. Kiev: USSS, NPP Interservice Publ., 2015, 102 p. (In Russian)

20. Smirnov M. O. *Prochnost' i ustoychivost' sterzhnevyykh elementov konstruktsey iz kholodnognutyykh profiley s fakticheskiy redutsirovannym secheniem: diss. ... kand. tekhn. nauk: 2.1.1* [Strength and stability of rod elements of structures from cold-formed sections with a virtually reduced cross-section: diss. ... PhD in Engineering: 2.1.1]. St. Petersburg: SPbGASU Publ., 2021, 157 p. (In Russian)

21. EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, 2005, p. 91.

Received: April 10, 2025

Accepted: April 29, 2025

Author's information:

Sergey V. CHIZHOV — PhD in Engineering;
sergchizh@yandex.ru

Nikolai A. SOLOVEV — Postgraduate Student;
nikolai_solovev@yahoo.com

Yuliya V. AVDEY — PhD in Pedagogy, Associate
Professor; avdej_yuliya@yandex.ru