

3. Ключко, О. Переживаючи економічну кризу, «Полтавабудінвест» розробляє нові технології, що здешевлюють будівництво на третину, і зводять сейсмостійкі багатоповерхівки / О. Ключко // *Вечірня Полтава*. – 2009. – № 7 (834). – С. 5.
4. Blekey, F.A. Towards an Australian structural form – the flat plate / F.A. Blekey // *Architecture in Australia*. – 1965. – P. 115–127.
5. Stasio, J.Di. Flat plate rigid frame design of low coshosing project in Newark and Atlantik Citi / F.A. Blekey // N. J. Proc. American Concrete Institute. – 1941. – Vol. 37. – P. 309–324.
6. Коуэн, Г.Дж. Строительная наука XIX–XX вв.: Проектирование сооружений и систем инженерного оборудования / Генри Дж. Коуэн; пер. с англ. В.А. Коссаковского; под ред. Л.Ш. Климиника. – М.: Стройиздат, 1982. – 359 с., ил.; перевод. изд.: Science and Building.: Structural and environmental design in the nineteenth and twentieth centuries. – A Wiley-Interscience Publication John Wiley & Sons, New York London Sydney Toronto.
7. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса. Основные положения по расчету, монтажу и компоновке зданий: рабочий проект: в 9-ти выпусках / Фирма «КУБ» СП «ИНЭКС», Научно-проектно-строительное объединение монолитного домостроения. – М.: НСПО «МОНОЛИТ», 1990.
8. Пецольд, Т. Жилые дома нового поколения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://ais.by/users/pecold>.
9. Пат. 75554 Україна, МПК E04B 5/43. Спосіб улаштування стику колон та надколонних плит уніфікованої системи збірно-монолітного безригельного каркаса / А.М. Павліков, А.В. Гасенко, С.С. Жарий // Заявка. – №u201204830; заявл. 17.04.2012; опубл. 10.12.2012.
10. Пат. 91267 Україна, МПК E04B 1/04. Спосіб з'єднання залізобетонних панелей діафрагм жорсткості в будівлях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи / А.М. Павліков, Т.Ю. Качан, Д.Ф. Федоров // Заявка. – № u201401180; заявл. 07.02.2014; опубл. 25.06.2014.
11. Пат. 93195 Україна, МПК E04B 1/18. Індустріальний безкапітельно-безбалковий каркас будівлі доступного житла / А.М. Павліков, О.В. Гарькава, Д.Ф. Федоров, Г.Г. Фаренюк, Б.М. Петтер, Ж.М. Бовкун // Заявка. – № u201402958; заявл. 24.03.2014; опубл. 25.09.2014.
12. Микитенко, С.М. Аналіз основних розрахункових положень збірно-монолітного безбалкового безкапітельного каркаса / С.М. Микитенко // *Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць*. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4(39). – Т. 1 – С. 171–178.
13. Довженко, О.О. Збірно-монолітна конструктивна система «КУБ-2,5» під соціальне житло в Україні: з'єднання колони з перекриттям / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, А.Г. Грищенко // *Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць*. – Рівне: НУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 301–310.
14. Универсальная открытая архитектурно-строительная система многоэтажных зданий [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.rosplan.com>.
15. Сравнение системы «КАЗАНЬ XXI ВЕК» с другими системами [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://beton-karkas.ru>.
16. Сборно-монолитный каркас [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://cardo-ufa.ru>.
17. Описание системы «СОЧИ»: электронные ресурсы. – Режим доступа: <http://stroyprofile.com>.

УДК 624.014.2 : 624.046.2

*Пичугин С.Ф., Семко В.А., Гранько Е.В., Прохоренко Д.А.*

### **АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ МЕР ПО УВЕЛИЧЕНИЮ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДВУХПРОЛЕТНЫХ СТАЛЬНЫХ ПРОФИЛИРОВАННЫХ НАСТИЛОВ**

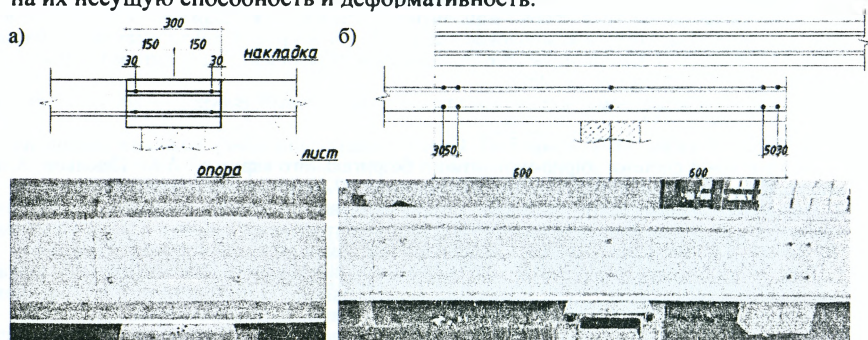
Холодноформованные легкие стальные тонкостенные конструкции все чаще применяются в практике строительства, в частности, в странах СНГ. Наиболее часто такие конструкции используются в составе систем кровель при новом строительстве и реконструкции.

Зарубежный опыт свидетельствует о значительной экономической целесообразности использования холодноформованных стальных конструкций для возведения несущих частей зданий, а доля таких конструкций в отдельных сферах строительства (малозэтажное жилье, одноэтажные производственные здания и т.д.) постоянно растет. В то же время относительная новизна и сложность норм

проектирования такого рода конструкций не дает возможности широкого их внедрения в производство.

Малоизученными остаются также особенности работы стальных профилированных настилов, которые в то же время широко применяются в строительстве. Практически отсутствуют данные об особенностях учета часто применяемых способов усиления опорных сечений профлистов накладками (рис. 1,а) и перехлестыванием листов (рис. 1,б).

Целью работы является определение влияния усиления опорных частей неразрезных профилированных настилов накладками и перехлестыванием листов на их несущую способность и деформативность.

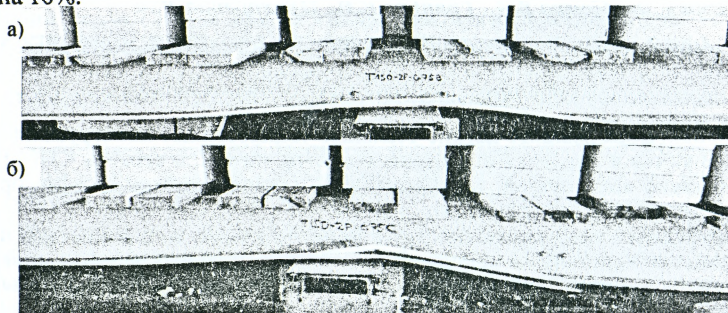


а – накладками; б – перехлестыванием на промежуточной опоре

Рисунок 1 – Экспериментальные образцы с усилениями при пролете 6000 мм

В ходе работы была выполнена серия экспериментальных исследований [6] несущей способности стальных профилированных настилов согласно методике EN 1993-1-3 [1] (рис. 2). Испытывались двухпролетные неразрезные листы с накладкой на средней опоре и без нее, а также двухпролетные настилы, образованные перехлестыванием двух отдельных листов на средней опоре. По полученным в ходе исследований зависимостям прогибов образцов от приложенной нагрузки определялись предельные нагрузки при достижении настилом контрольных прогибов (1/300, 1/200 и 1/150 пролета) и разрушающая нагрузка (табл. 1).

Несущая способность образцов с усилением накладками была на 33–42% выше в сравнении с аналогичными листами без усиления, а для настилов, образованных перехлестыванием – на 35–74% выше при увеличении расхода материала на 10%.



а – с накладкой; б – с перехлестыванием

Рисунок 2 – Характер разрушения листов на промежуточной опоре

Таблица 1 – Экспериментальные предельные нагрузки на образцы

Номер	Образец				Предельная нагрузка при достижении контрольных прогибов, кН/м <sup>2</sup>			Разрушающая нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
	Пролет, мм	Высота гофры, мм	Толщина стали, мм	Усиление	1/300L	1/200L	1/150L	
1	3000	92	0,7	-	2,58	4,01	4,43	4,43
2				перехлест	3,23	4,97	6,16	6,41
3	4000	92	0,7	-	1,03	1,87	2,27	2,88
4				перехлест	1,74	2,68	3,50	3,88
5	4000	92	0,88	-	2,00	2,88	3,39	4,51
6				перехлест	2,15	3,51	4,85	6,07
7	5000	92	0,88	-	0,90	1,53	1,89	2,84
8				перехлест	1,23	1,94	2,64	3,82
9	6000	150	0,75	-	1,76	2,49	2,49	2,49
10				накладка	1,63	2,71	3,05	3,05
11				перехлест	2,31	3,34	4,24	4,34
12	6000	150	0,88	-	2,03	3,00	3,00	3,00
13				накладка	2,24	3,35	3,67	3,99
14				перехлест	2,71	3,90	5,07	5,07
15	6000	156	0,75	-	2,06	2,91	2,98	2,98
16				накладка	2,29	3,20	3,57	3,96
17				перехлест	2,80	4,08	5,20	5,20
18	6000	156	0,88	-	2,69	3,53	3,53	3,53
19				накладка	2,81	3,92	4,30	5,02
20				перехлест	3,03	4,49	5,71	5,96

Для сравнения результатов эксперимента с теоретическими значениями был выполнен расчет несущей способности испытанных образцов профилированного настила по методике EN 1993-1-3 [1]. Прочность сечений проверялась по двум случаям расчета:

– на одновременное действие изгибающего момента  $M_{Ed}$  и срезающих усилий  $V_{Ed}$ :

$$\left( \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \right)^2 \leq 1, \quad (1)$$

$$\begin{cases} M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1, \\ V_{Ed} / V_{b,Rd} \leq 1; \end{cases} \quad (2)$$

– на одновременное действие изгибающего момента  $M_{Ed}$  и местных поперечных усилий  $F_{Ed}$ :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25, \quad (3)$$

$$\begin{cases} M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1, \\ F_{Ed} / R_{w,Rd} \leq 1. \end{cases} \quad (4)$$

Соотношение экспериментальных значений предельной нагрузки потери несущей способности к теоретическим для образцов без усиления составили от 1,14 до 1,41. Соответственно применение настилов с усилениями без учета их в расчете несущей способности листа является тем более нерациональным. В то же время, методика определения несущей способности стальных профилированных настилов с рассматриваемыми усилениями на сегодня отсутствует.

Для решения данной проблемы на следующем этапе исследования несущая способность испытанных образцов с усилениями была рассчитана исходя из нескольких предположений относительно учета влияния усиления сечений на действие изгибающих и/или поперечных усилий (табл. 2):

– образец с усилением на средней опоре имеет в два раза большую несущую способность сечения на действие поперечных усилий, но не увеличивает его несущую способность на изгиб ( $R'_{w,Rd} = 2R_{w,Rd}$ ,  $V'_{b,Rd} = 2V_{b,Rd}$ ,  $M'_{c,Rd} = M_{c,Rd}$ ), либо

– образец с усилением на средней опоре имеет в два раза большую несущую способность сечения на действие поперечных усилий и изгибающего момента ( $R'_{w,Rd} = 2R_{w,Rd}$ ,  $V'_{b,Rd} = 2V_{b,Rd}$ ,  $M'_{c,Rd} = 2M_{c,Rd}$ ), либо

– образец с усилением на средней опоре имеет в два раза большую несущую способность сечения на действие изгибающего момента, но не увеличивает его несущую способность на действие поперечных усилий ( $R'_{w,Rd} = R_{w,Rd}$ ,  $V'_{b,Rd} = V_{b,Rd}$ ,  $M'_{c,Rd} = 2M_{c,Rd}$ ).

Таблица 2 – Сравнение экспериментальных предельных нагрузок на образцы с данными, полученными аналитически, с разными путями учета усиления

Образец №	Усиление	$q_{exp}$ кН/м <sup>2</sup>	2R(V)+M		2R(V)+2M		R(V)+2M	
			$q_{теор}$ кН/м <sup>2</sup>	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$	$q_{теор}$ кН/м <sup>2</sup>	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$	$q_{теор}$ кН/м <sup>2</sup>	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$
2	перехлест	6,41	4,71	1,36	7,12	0,90	4,78	1,34
4	перехлест	3,88	2,89	1,34	4,56	0,85	3,22	1,20
6	перехлест	6,07	3,97	1,53	6,38	0,95	4,58	1,33
8	перехлест	3,82	2,62	1,46	4,43	0,86	3,30	1,16
10	накладка	3,05	2,35	1,30	3,61	0,84	3,00	1,02
11	перехлест	4,34	2,35	1,85	3,61	1,20	3,00	1,45
13	накладка	3,99	3,04	1,31	4,98	0,80	3,84	1,04
14	перехлест	5,07	3,04	1,67	4,98	1,02	3,84	1,32
16	накладка	3,96	2,75	1,44	4,27	0,93	3,47	1,14
17	перехлест	5,20	2,75	1,89	4,27	1,22	3,47	1,50
19	накладка	5,02	3,55	1,41	5,88	0,85	4,44	1,13
20	перехлест	5,96	3,55	1,68	5,88	1,01	4,44	1,34

В результате выполненных расчетов можно сделать вывод, что учет увеличения несущей способности на изгиб (т.е. момента сопротивления сечения настила) в два раза при проверке прочности сечения на средней опоре позволяет наиболее точно (с коэффициентом запаса 1,02–1,14) определять фактическую несущую способность листов с накладками. Увеличение несущей способности на действие поперечных усилий приведет к значительно большим запасам прочности сечения и, соответственно, перерасходу материала. Это объясняется тем, что накладка присоединяется к листу на краях и вследствие малой длины недостаточно плотно прилегает к опоре от действия равномерно распределенной нагрузки, не полностью вступая в совместную с основным сечением работу на действие поперечных усилий. В то же время, согласно исследованиям соединенный холодноформованных стальных прогонов [2], при соединении стенок профилей на расстоянии не менее двух высот стенок, обеспечивается полное использование запаса несущей способности обеих профилей на изгиб. Так как длина накладок составляла 300 мм, что соответствует примерно 2-3 высотам листа, можно предположить, что накладки полностью включаются в работу на изгиб.

Исходя из этого, сечения двухпролетных стальных профилированных настилов, усиленные на средней опоре накладками из профиля такой же толщины, рекомендуется проверять на соответствие следующим требованиям:

$$\left( \frac{M_{Ed}}{2M_{c,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \right)^2 \leq 1. \quad (5)$$

$$\frac{M_{Ed}}{2M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25. \quad (6)$$

$$\begin{cases} M_{Ed} / 2M_{c,Rd} \leq 1. \\ V_{Ed} / V_{b,Rd} \leq 1. \\ F_{Ed} / R_{w,Rd} \leq 1. \end{cases} \quad (7)$$

При этом рекомендуется принимать длину накладки не менее двух высот гофры профиля и не менее 1,5 ширины опоры, а также выполнять проверку прочности одиночного сечения листа в месте окончания накладки.

Для настилов же, образованных перехлестыванием на средней опоре, ни один из рассмотренных методов не дал приемлемых результатов. Учитывая значительную длину участка наложения, решено было выполнить расчет настилов с перехлестыванием, с учетом переменной жесткости. Для этого усилия в листе определялись при увеличении жесткости балки на участке наложения в два раза (рис. 3). Для полученных усилий вычислялись новые значения предельных нагрузок (табл. 3).

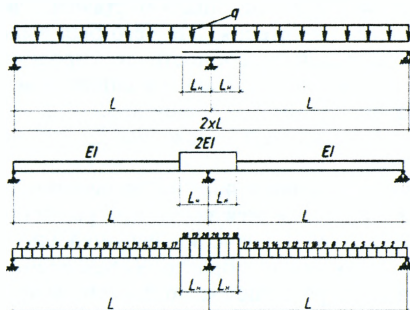


Рисунок 3 – Расчетная схема изгибаемого элемента с переменной жесткостью

Таблица 3 – Сравнение экспериментальных предельных нагрузок на образцы с перехлестыванием при учете переменной жесткости листа

Образец №	Усиление	$q_{exp}$ кН/м <sup>2</sup>	2R(V)+M		2R(V)+2M		R(V)+2M	
			$q_{теор}$ кН/м <sup>2</sup>	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$	$q_{теор}$ кН/м <sup>2</sup>	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$	$q_{теор}$ кН/м <sup>2</sup>	$\frac{q_{exp}}{q_{теор}}$
2	перехлест	6,41	4,31	1,49	6,53	0,98	4,51	1,42
4	перехлест	3,88	2,62	1,48	4,07	0,95	3,02	1,28
6	перехлест	6,07	3,61	1,68	5,63	1,08	4,28	1,42
8	перехлест	3,82	2,38	1,61	3,83	1,00	3,07	1,24
11	перехлест	4,34	2,25	1,93	3,64	1,19	2,74	1,58
14	перехлест	5,07	2,84	1,79	4,59	1,10	3,58	1,42
17	перехлест	5,20	2,69	1,93	4,22	1,23	3,24	1,60
20	перехлест	5,96	3,37	1,77	5,32	1,12	4,14	1,44

Как видно из таблицы 3, увеличение при расчетах несущей способности сечения листа на действие поперечных сил и изгибающего момента в два раза дает достаточно близкие к фактическим значения. Таким образом, сечения двухпролетных стальных профилированных настилов, образованные перехлестыванием двух листов на средней опоре, должны удовлетворять требованиям:

$$\left( \frac{M_{Ed}}{2M_{c,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{V_{Ed}}{2V_{b,Rd}} \right)^2 \leq 1, \quad (8)$$

$$\frac{M_{Ed}}{2M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{2R_{w,Rd}} \leq 1,25, \quad (9)$$

$$\text{та } \begin{cases} M_{Ed} / 2M_{c,Rd} \leq 1, \\ V_{Ed} / 2V_{b,Rd} \leq 1, \\ F_{Ed} / 2R_{w,Rd} \leq 1; \end{cases} \quad (10)$$

где  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ ,  $F_{Ed}$  – значение внутренних усилий в двухпролетной балке, определенные с учетом переменной по длине жесткости балки. При этом длину наложения следует принимать не менее  $0,05L$ , а также проверять несущие способности одиночного сечения в месте окончания участка наложения профилей.

На последнем этапе исследования была поставлена задача определения оптимальной длины участка наложения, для чего был выполнен расчет по методике EN 1993-1-3 [1] несущей способности двухпролетных профилированных настилов различных типоразмеров (общим количеством 8448). Рассчитывались листы с высотой гофра 40–200 мм при толщине 0,5–1,5 мм (через 0,1 мм), пролетом 1–12 м (через 1 м) и с длиной наложения  $L_n$  от 0 до 0,5 длины пролета  $L$  листа (через 0,05L).

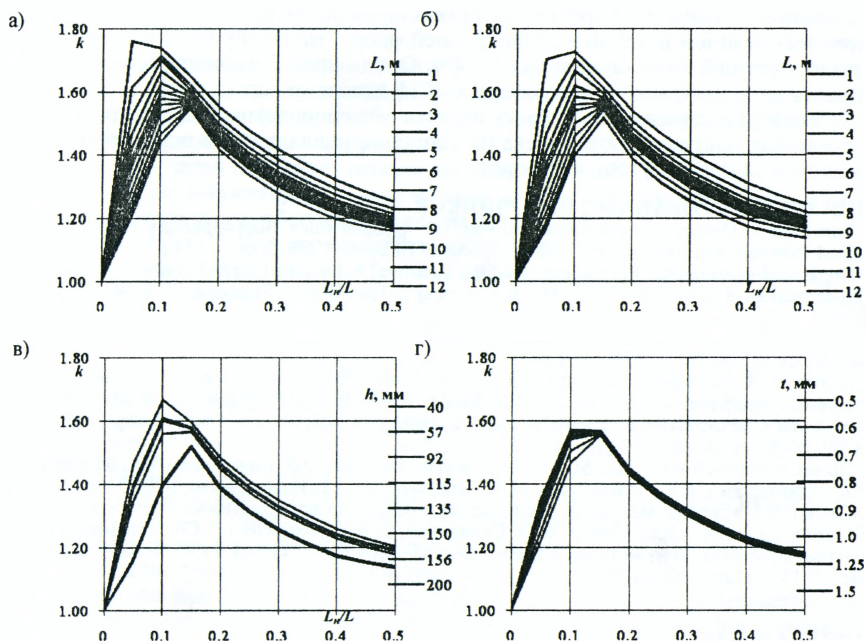
На основе полученных значений несущей способности и внутренних усилий в настилах (с учетом изменения жесткости при различных длинах участка наложения, рис. 3) определялись значения несущей способности по формулам (24)–(26) для 20 участков каждого образца. Установлено, что расчетным случаем для всех образцов было разрушение по одному из трех сечений: усиленным сечением на средней опоре, одиночным сечением у окончания участка наложения профилей или сечением в месте действия максимального изгибающего момента в пролете. В результате были получены таблицы значений разрушающих нагрузок на листы в зависимости от их параметров и длины участка наложения.

Значения несущей способности листов сравнивались со значениями, полученными для неразрезных двухпролетных настилов с учетом увеличения расхода материала на участке наложения. Эффективность усиления выражалась коэффициентом повышения несущей способности настила с перехлестыванием:

$$k = \frac{q_{\text{перехл}}}{q_{\text{нераз}} \left( 1 + \frac{L_n}{L} \right)}, \quad (11)$$

где  $q_{\text{перехл}}$  – предельная нагрузка потери несущей способности двухпролетного настила, образованного перехлестыванием двух листов на средней опоре;

$q_{\text{нераз}}$  – предельная нагрузка потери несущей способности неразрезного двухпролетного настила.



а – при высоте гофры 156 мм и толщине 0,7 мм для разных пролетов; б – при высоте гофры 92 мм и толщине 0,7 мм для разных пролетов; в – при высоте гофры 92 мм и толщине 1,5 мм для разных высот профиля; г – при высоте гофры 92 мм и толщине 1,5 мм для разных толщин

Рисунок 4 – Графики зависимостей эффективности применения настилов, образованных перехлестыванием, от длины участка наложения

Примеры зависимостей коэффициентов повышения несущей способности настилов с перехлестыванием от исследуемых параметров приведены на рисунке 4. В результате анализа полученных зависимостей эффективности использования материала от изменения длины участка наложения профилей определено, что наиболее целесообразным является использование профилированных настилов, образованных перехлестыванием на средней опоре с наложением профилей на длину  $L_n = 0,10L..0,15L$  в каждую сторону. В некоторых случаях оптимальные значения находились в пределах  $0,05..0,10L$  (при малых пролетах и значительной высоте профиля). Применение более длинных листов будет приводить к нерациональному использованию материала, а более короткие участки наложения не позволят полностью использовать резервы прочности сечения листа. При этом оптимальный размер накладки увеличивался в означенных пределах при росте пролета листа, уменьшении высоты профиля или увеличении толщины металла. Эффективность использования настилов с перехлестыванием больше всего изменяется при прочих равных условиях при варьировании пролета листа и меньше - при изменении толщины листа.

В результате выполненных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Применение двухпролетных профилированных настилов, усиленных накладками на промежуточных опорах, может приводить к повышению их несущей способности до 42%.

2. Использование двухпролетных профилированных настилов, образованных переклестыванием двух листов на средней опоре, может приводить к повышению их несущей способности на 35–74%. Оптимальные значения длины участка наложения профилей составляют 0,1–0,15 длины пролета.

3. Усовершенствована методика расчета многопролетных стальных профилированных настилов путем учета их усиления накладками и переклестыванием листов на промежуточных опорах.

#### **СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting: EN 1993-1-3:2006. – Brussels: CEN, 2006. – 134 p.
2. Ho, H.C. Experimental investigation into the structural behavior of lapped connections between cold-formed steel Z sections / H.C. Ho, K.F. Chung // Thin-Walled Structures. – 2004. – № 42. – P. 1013–1033.
3. Yu, W.-W. Cold-formed steel design: fourth edition / Wei-Wen Yu, R.A. LaBoube. – New York: John Wiley & Sons Inc., 2010. – 491 p.
4. Билык, С.И. Экспериментальное исследование конструкций, выполненных из гнутых тонкостенных профилей / С.И. Билык, И.Д. Белов, А.Б. Глитин // Эффективные конструкции, материалы и технологии в строительстве и архитектуре: сб. ст. междунар. конф. – Липецк: ЛГТУ, 2009. – С. 6–10.
5. Вычислительный комплекс SCAD / В.С. Карпиловский., Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, М.А. Микитаренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 592 с.
6. Семко, В.О. Экспериментальні дослідження міцності та деформативності сталевих профільованих настилів / В.О. Семко, С.О. Скляренко, Д.А. Прохоренко // Современные строительные конструкции из металла и древесины: сб. науч. тр. – Одесса: ООО "Внешрекламсервис", 2013. – Вып. 17. – С. 212–217.

УДК 624.012.46

*Рак Н.А.*

### **О КЛАССИФИКАЦИИ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ**

#### **Введение**

Здания и сооружения, возведенные из сборного железобетона, представляют собой пространственные системы, состоящие из отдельных элементов, взаимодействующих между собой в узлах сопряжения. Проектирование сборных железобетонных элементов зданий и сооружений необходимо производить по усилиям, полученным из статического расчета по схемам, соответствующим действительному характеру взаимодействия элементов в составе каркаса. Степень взаимного влияния элементов в большой мере определяется деформативными свойствами соединений элементов друг с другом. При этом уточненные схемы должны быть ориентированы на возможности современной вычислительной техники, использовать соответствующий математический аппарат, в максимальной степени учитывать особенности деформирования соединений железобетонных элементов в составе здания или сооружения.

Практика проектирования железобетонных конструкций настоятельно требует расширения научных исследований в направлении уточнения расчетных схем зданий и сооружений. При этом уточненные схемы должны быть ориентированы на возможности современной вычислительной техники, использовать соответствующий математический аппарат, в максимальной степени учитывать особенности деформирования соединений железобетонных элементов в составе здания или сооружения.

Здесь следует отметить, что на важность проведения исследований в данном направлении теории расчета железобетонных конструкций неоднократно обра-