

ВЛИЯНИЕ ВЫРЕЗОВ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ ПЕРФОРИРОВАННОЙ БАЛКИ

INFLUENCE OF OPENINGS ON THE BEARING CAPACITY OF PERFORATED BEAM

Рассматривается несущая способность жестко заделанных двутавровых балок с перфорацией вырезами шестиугольной и ромбовидной формы при действии равномерно распределенной нагрузки. В качестве критерия исчерпания несущей способности рассматривается вариант образования пластических шарниров в расчетных сечениях балки или потеря устойчивости стенки. Принят билинейный характер деформирования материала в упругопластической стадии, причем секущий модуль на участке упрочнения принят равным $0,001E$. Анализ напряженного состояния выполнялся с помощью программного комплекса ANSYS. Распространение зоны текучести оценивалось по уровню эквивалентных напряжений по Мизесу. Сравнение несущей способности балок с разной перфорацией производилось при условии идентичной суммарной площади вырезов при их одинаковой высоте. Отмечено, что наличие перфорации снижает несущую способность балки на 30–45 % в зависимости от вида перфорации.

Ключевые слова: несущая способность, перфорированная балка, шестиугольные вырезы, МКЭ.

The article considers the bearing capacity of rigidly embedded I-beams perforated with hexagonal and rhomboidal shaped openings under uniformly distributed load. As a criterion of the bearing capacity exhaustion, the author uses the variant of plastic hinges formation in calculated design sections of the beam or loss of the wall stability. There is assumed a bilinear character of material deformation in the elastic-plastic stage, with the secant modulus at the hardening section being equal to $0.001E$. The stress state was analyzed using the ANSYS software package. The distribution of the yielding zone was evaluated by the level of equivalent to von Mises stresses. The bearing capacity of beams with different perforation was compared under the condition of identical total area of openings positioned at the same height. It is noted that the perforation reduces the bearing capacity of the beam by 30–45 %, depending on the type of perforation.

Keywords: bearing capacity, perforated beam, hexagonal openings, FEM.

Введение

Перфорированные балки широко применяются в строительстве, авиа- и судостроении. Диапазон форм вырезов постоянно расширяется: они бывают шестиугольные (рис. 1, а), круглые, синусоидальные, овальные, ромбовидные (рис. 1, б) и другие.

Исследованию несущей способности перфорированных балок с круглыми и шестиугольными вырезами посвящено значитель-

ное число работ, в которых рассматриваются вопросы как предельных нагрузок [1, 3, 5, 6, 9, 13, 14, 16], так и устойчивости [2, 4, 7, 8, 11, 12, 15, 17, 18]. В основном все исследования проводились с помощью метода конечных элементов или экспериментальным путем. Теоретические оценки предельной нагрузки выполнены только для балок со сплошной стенкой [19].

В работах [11, 12] изучались методом конечных элементов и экспериментально фор-

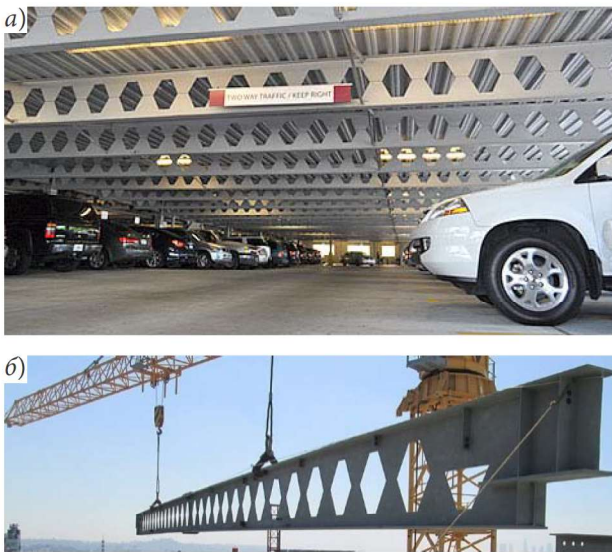


Рис. 1. Балки с различной перфорацией:
 а — с шестиугольной; б — с ромбовидной

мы разрушения балок с шестиугольными вырезами разной высоты и ширины перемычек при шарнирном опирании и нагружении двумя силами. Авторы отмечают, что с увеличением высоты вырезов доминирующей формой становится механизм разрушения по Виренделю с образованием пластических шарниров в зонах углов вырезов.

В работе [10] авторы исследовали на нелинейных численных моделях МКЭ с помощью программного комплекса NASTRAN балки с шестиугольными и восьмиугольными вырезами разной высоты при разных формах разрушения. Полученные результаты сопоставлялись с имеющимися в литературе.

В [14] при помощи ANSYS методом конечных элементов изучалась несущая способность балок с шестиугольными вырезами разной высоты и разным числом вырезов. Результаты показали, что балки разрушаются по механизму Виренделя, когда сосредоточенная нагрузка приложена над вырезом, в то время как выпучивание перемычки происходит при приложении нагрузки между вырезами.

В работе [13], выполненной для балок с круглыми вырезами МКЭ с применением комплекса ABAQUS, отмечается, что при

малой гибкости стенки потеря несущей способности балки происходит от наступления текучести при предельной нагрузке, а у балок с большой гибкостью определяющим фактором является потеря устойчивости перемычек. Расчетами МКЭ и экспериментом подтверждено, что наступление предельного состояния сопровождается текучестью по механизму Виренделя.

В статье [4] исследовалась местная устойчивость балок-стенок с шестиугольными вырезами, а в [3, 5] изучалась их предельная нагрузка.

Местная устойчивость балок с шестиугольными вырезами исследовалась в работе [2]. Получена приближенная зависимость для критической нагрузки исходя из аппроксимации формы выпучивания перемычки.

Исследование [17] посвящено оптимизации параметров перфорации балок с круглыми и ромбовидными вырезами исходя из критериев устойчивости в упругой стадии и нагрузок, вызывающих появление первых пластических деформаций в балках.

В работе [18] получена эмпирическая зависимость для критической нагрузки балки с ромбовидными вырезами при действии равномерно распределенной нагрузки.

Несмотря на большое число исследований, пока нет общепринятых методов проектирования перфорированных балок из-за их сложной геометрии.

Несущая способность балки определяется либо критической нагрузкой, соответствующей потере ее устойчивости, либо предельной нагрузкой, вызывающей образование пластических шарниров. Тот или иной вид исчерпания несущей способности во многом зависит от гибкости стенки $\lambda = h_w / t_w$ (h_w — высота стенки балки; t_w — ее толщина). В строительстве перфорированные балки чаще всего изготавливаются по безотходной технологии [20], состоящей в продольном зигзагообразном разрезании стенки прокатного профиля с последующей сваркой

обеих половин по выступам. Наиболее распространена относительная высота вырезов $h = 0,667H$ (H — полная высота балки). Если гибкость стенки прокатного профиля $\lambda = 30$, то у перфорированной балки, изготовленной по безотходной технологии, она будет равна $\lambda = 45$. Для составных балок гибкость может варьироваться в широком диапазоне, поэтому исчерпание несущей способности перфорированных балок может оцениваться как по критической, так и по предельной нагрузке.

Целью данной работы был сопоставительный анализ несущей способности жестко заделанной двутавровой балки с вырезами в виде шестиугольников правильной и ромбовидной формы при действии равномерно распределенной нагрузки. Анализировалось влияние формы вырезов и ширины перемычек на предельную нагрузку балок или устойчивость перемычек.

Методы

Исследование проводилось численно с использованием метода конечных элементов с помощью программного комплекса ANSYS.

Результаты

Оценивать предельную нагрузку балок с вырезами целесообразно в сопоставлении с таковой для балок со сплошной стенкой, что позволит выявить эффект вырезов на снижение несущей способности балок. Поэтому исследование начнем с балки без вырезов, для которой полученные предельные

нагрузки сопоставим с имеющимся теоретическим решением [19].

Будем обозначать балку без вырезов как $l - H - t_w - b_f - t_f$, где l, H, t_w — длина, высота и толщина стенки соответственно; b_f, t_f — ширина и толщина полка. При теоретической оценке предельной нагрузки балки со сплошной стенкой предполагается, что материал деформируется по упругопластической модели без упрочнения (рис. 2, а).

При этом после достижения σ_y диаграмма растяжения представляет собой прямую, параллельную оси абсцисс. При расчете МКЭ такая диаграмма не обеспечивает сходимости процесса, поэтому принимается модель упругопластического деформирования с линейным упрочнением (рис. 2, б), когда после достижения уровня предела текучести σ_y наблюдается дальнейший рост напряжений по линейному закону, но с другим секущим модулем $E_t = \text{tg } \alpha_p$ значительно меньшим модуля Юнга E .

При нагружении жестко заделанной двутавровой балки равномерно распределенной нагрузкой q величину предельного момента, соответствующую случаю образования пластических шарниров только в опорных сечениях балки, можно определить по формуле

$$M_y = \sigma_y H (b_f t_f + 0,25 H t_w). \tag{1}$$

Учитывая, что опорный момент балки M_{\max} в упругой стадии нагружения вычисляется как

$$M_{\max} = M q l_{\max}^2, \tag{2}$$

можно, приравнявая (1) и (2), получить предельную нагрузку балки в виде

$$q_y^{(2)} = 12 \sigma_y (H/l)^2 t_w (\omega_f / \omega_w + 0,25), \tag{3}$$

где введены обозначения $\omega_f = b_f t_f$ — площадь полки; $\omega_w = h_w t_w$ — площадь стенки.

При образовании в балке трех пластических шарниров (рис. 3, б) величина предельной нагрузки вычисляется по зависимости [19]:

$$q_y^{(3)} = 16 M_y / l^2, \tag{4}$$

где M_y вычисляется по (1).

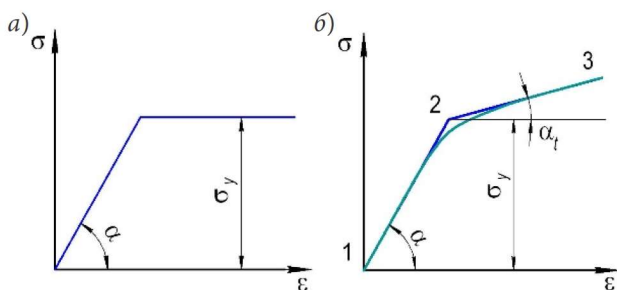


Рис. 2. Диаграммы напряжений упругопластического материала: а — без упрочнения; б — с линейным упрочнением

При расчете перфорированной балки МКЭ с помощью программного комплекса ANSYS использовались четырехугольные конечные элементы типа shell63 и shell43 в упругой и упругопластической стадии нагружения соответственно. Размер конечных элементов принимался равным $\Delta_{кЭ} = 0,05H$ (H — высота балки).

Расчет МКЭ балки размерами (150–15,6–0,4–5–0,6) см производился при пределе текучести $\sigma_y = 240$ МПа, модуле упругости $E = 210$ ГПа и модуле упрочнения $E_t = 0,001E$. Для случая жесткой заделки балки со сплошной стенкой указанных выше размеров предельная нагрузка в варианте образования двух пластических шарниров только в опорных сечениях составила величину $q_y^{МКЭ} = 94,4$ кН/м (рис. 3, а). В качестве расчетных принимались эквивалентные напряжения по Мизесу. На рис. 3 приведены в виду симметрии лишь половины балок.

При дальнейшем нагружении балки пластический шарнир образуется и посередине пролета, когда равномерно распределенная нагрузка достигает величины $q_y^{МКЭ} = 111,4$ кН/м (рис. 3, б).

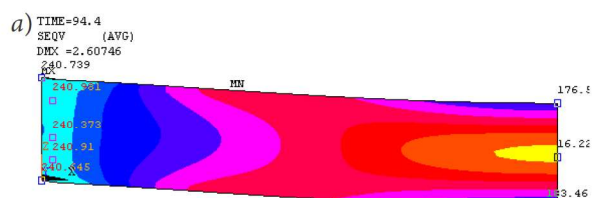
Расчеты по зависимостям (3) и (4) приводят к величинам предельных нагрузок $q_y^{теор} = 91,1$ кН/м и $q_y^{теор} = 121,1$ кН/м соответственно. В первом случае расхождение с МКЭ не превышает $\delta = 3,5\%$, а во втором — $\delta = 9\%$. Столь значительное расхождение во втором случае можно объяснить наличием упрочнения, при котором уровень напряжений в заделках достигает величины 244–248 МПа.

Убедившись в надежности работы программы, перейдем к рассмотрению предельных нагрузок балок с вырезами. Будем обозначать перфорированную балку как $l-H-t_w-b_f-t_f-\beta-\eta$, где $\beta = h/H$ — относительная высота вырезов; $\eta = c/a$ — относительная ширина перемычек (a — сторона выреза). Расчет балки размерами (150–15,6–0,4–5–0,6) см–0,667–1 производил-

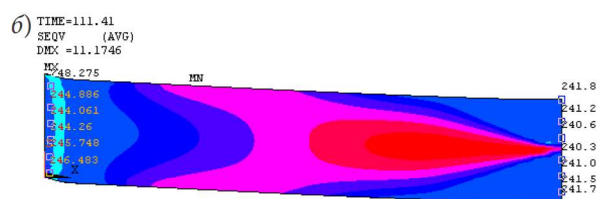
ся при тех же механических характеристиках, что и сплошной.

Распределение напряжений по Мизесу в перфорированной балке размерами (150–15,6–0,4–5–0,6) см–0,667–1 при уровне равномерно распределенной нагрузки $q_y^{ж.з.} = 47,05$ кН/м показано на рис. 4, а, из которого видно, что текучесть материала начинается не в опорном сечении, как это происходит в балке со сплошной стенкой, а в зоне первого от опоры выреза, где имеет место высокий уровень концентрации напряжений.

Эквивалентные напряжения по Мизесу в полке балки над угловой точкой выреза составляют $\sigma_{ЭКВ}^{ж.з.} = 243$ МПа, а в районе угловой точки выреза они повышаются до величины $\sigma_{ЭКВ}^{ж.з.} = 262$ МПа. Практически в двух вертикальных сечениях, проходящих через вершины первого шестиугольного выреза, образуются пластические шарниры. В районе вершин второго и последующих вырезов текучесть материала отсутствует. Максимальный прогиб балки при этом достигает величины $w_y^{ж.з.} = 17,8$ мм в основном за счет пластических деформаций в районе первого выреза.



$$q_y^{МКЭ} = 94,4 \text{ кН/м}; q_y^{теор} = 91,1 \text{ кН/м}; \delta = 3,5 \%$$



$$q_y^{МКЭ} = 111,4 \text{ кН/м}; q_y^{теор} = 121,1 \text{ кН/м}; \delta = 9 \%$$

Рис. 3. Предельная нагрузка балки при образовании: а — двух пластических шарниров; б — трех пластических шарниров

Результат расчета такой же перфорированной балки МКЭ с ромбовидными вырезами (150–15,6–0,4–5–0,6)см–0,667–0,4, представленный на рис. 4, б, показывает, что в этом случае предельная нагрузка уменьшается до величины $q_y^{ж.3} = 39,9$ кН/м. При этом зонами пластических деформаций становятся не вертикальные сечения в районе угловых точек первого выреза, а боковые кромки второго и даже третьего вырезов, а также горизонтальные сечения перемычек (рис. 4, б). Максимальный прогиб балки с ромбовидной перфорацией $w_y^{ж.3} = 1,8$ мм при этом существенно меньше прогиба балки с классической перфорацией стенки шестиугольными вырезами правильной формы $w_y^{ж.3} = 17,8$ мм в основном из-за отсутствия пластических деформаций в районе первого выреза. Во всех балках высота вырезов составляла $0,667H$.

В некоторых случаях потеря несущей способности может происходить от выпучивания перемычек, т. е. от потери устойчивости стенки в упругой стадии нагружения. Это происходит при увеличении гибкости стен-

ки. При неизменной высоте балки гибкость стенки увеличивается за счет уменьшения ее толщины. На рис. 5, а приведена величина $q_{cr}^{ж.3} = 11,2$ кН/м при $\lambda = 125$, а на рис. 5, б — $q_{cr}^{ж.3} = 6,36$ кН/м при $\lambda = 150$.

Для выяснения несущей способности балки по критерию потери устойчивости перемычки необходимо построить две кривых, соответствующих предельной нагрузке $q_y^{ж.3}$ балки и ее критической нагрузке $q_{cr}^{ж.3}$ в функции от гибкости стенки. Точка пересечения этих кривых позволит установить гибкость, выше которой определяющим фактором потери несущей способности балки является критерий устойчивости стенки. Для балки с параметрами (150–15,6– t_w –5–0,6)см–0,667–1 эти графики, представленные на рис. 6, показывают, что при данных параметрах балки критической гибкостью будет величина $\lambda = 115$. При $\lambda \geq 115$ происходит потеря устойчивости стенки.

В работах [3, 9] отмечалось, что для широкого диапазона перфорации критической гибкостью стенки будет величина $\lambda = 120$.

Обсуждение

Анализ балок МКЭ показал, что вид потери несущей способности — появление зон

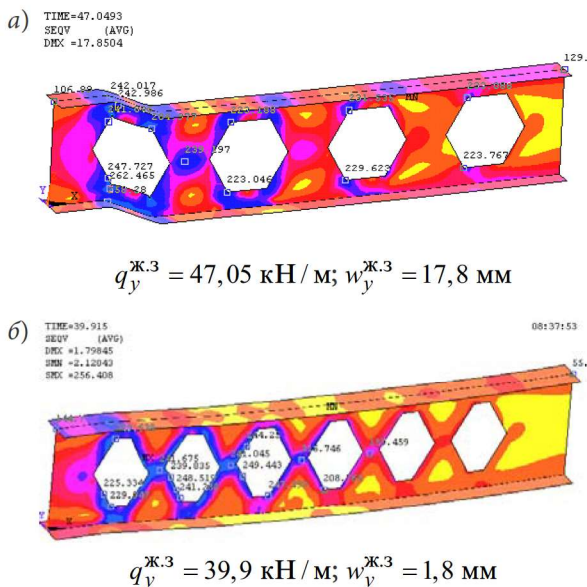


Рис. 4. Распределение напряжений по Мизесу: а — в балке (150–15,6–0,4–5–0,6) см–0,667–1 с классической перфорацией; б — в балке (150–15,6–0,4–5–0,6) см–0,667–0,4 с ромбовидными вырезами

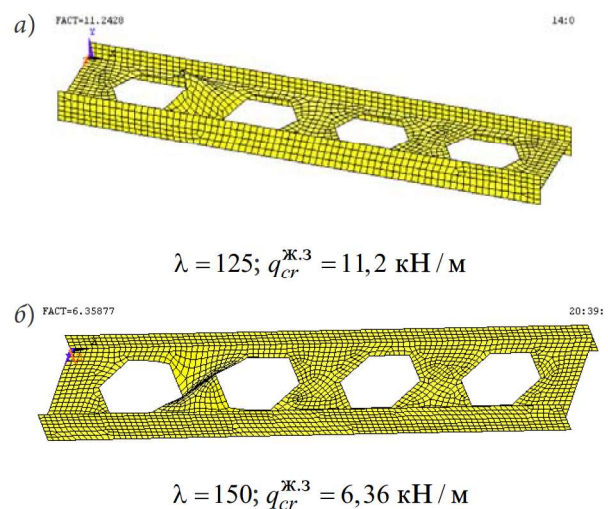


Рис. 5. Критические нагрузки балки с вырезами правильной шестиугольной формы при гибкости: а — $\lambda = 125$; б — $\lambda = 150$

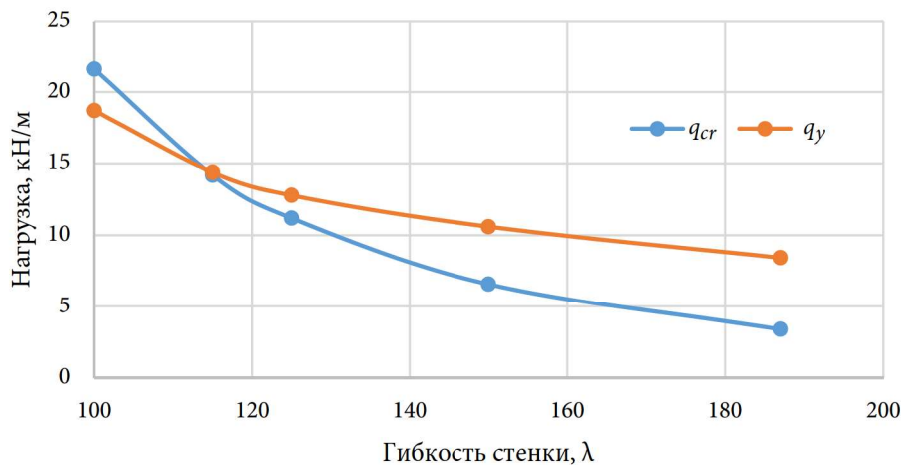


Рис. 6. Зависимость несущей способности перфорированной балки $(150 - 15,6 - t_w - 5 - 0,6)$ см $- 0,667 - 1$ от гибкости стенки

текучести или потеря устойчивости перемычек — зависит прежде всего от гибкости стенки, что отмечалось и в работах [3, 9]. Наличие ромбовидной перфорации приводит к уменьшению ширины перемычек и, как следствие, к изменению характера распространения пластических деформаций в стенке балки. При узких перемычках наблюдается их текучесть от сдвига наряду с образованием пластических зон по контуру ромбовидных вырезов. У балок с классической перфорацией шестиугольными вырезами разрушение начинается по схеме Виренделя, что характерно и для балок с круглыми вырезами, что отмечено в [2, 11, 12].

Выводы

В зависимости от гибкости стенки несущая способность перфорированной балки оценивается либо предельной нагрузкой (при $\lambda \leq 120$), обусловленной появлением пластических шарниров, либо критической нагрузкой (при $\lambda \geq 120$), вызывающей местную потерю устойчивости перемычек в упругой стадии нагружения.

Предельная нагрузка жестко защемленной балки с классической перфорацией шестиугольными вырезами правильной формы с относительной их высотой $\beta = 0,667$ обусловлена образованием пластических шарниров

по Виренделю, т. е. в сечениях, проходящих через угловые зоны вырезов.

У балок с ромбовидными вырезами предельное состояние наступает из-за появления зон текучести по контуру ближайших к опорам вырезов, а также текучестью материала в зоне перемычек.

При постоянстве суммарной площади вырезов балки с ромбовидной перфорацией имеют более низкую несущую способность, чем балки с классической перфорацией.

У перфорированных балок с $\beta = 0,667$ предельная нагрузка оказывается ниже, чем у балок со сплошной стенкой, примерно на 50–60 % по критерию образования двух пластических шарниров.

Проведенный анализ показал, что несущая способность балок со сплошной стенкой при образовании трех пластических шарниров отличается от теоретического значения примерно на 9 % из-за наличия упрочнения.

Библиографический список

1. Chung K.-F., Liu T. C. H., Ko A. C. H. Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with circular web opening // Journal of Constructional Steel Research. 2001. Vol. 57 (5). Pp. 467–490.
2. Добрачев В. М., Себешев В. Г., Литвинов Е. В. Прочность и местная устойчивость стенки-

перемычки перфорированной балки // Известия вузов. Строительство. 2004. № 2 (542). С. 10–16.

3. Pritykin A. I. Load capacity of beam-wall with regular perforation // Proceedings of 11th International Conference Mechanika-2006. Kaunas, 2006. Pp. 189–193.

4. Притыкин А. И. Местная устойчивость балок-стенок с шестиугольными вырезами // Строительная механика и расчет сооружений. 2011. № 1. С. 2–6.

5. Притыкин А. И. Несущая способность однорядно перфорированных балок-стенок // Промышленное и гражданское строительство. 2009. № 12. С. 36–38.

6. Pritykin A. Limit load of the perforated beams // Proceedings of the 12th International Conference Mechanika-2007. Kaunas, 2007. Pp. 241–246.

7. Lagaros N. D., Psarras L. D., Papadrakakis M., Panagiotou G. Optimum design of steel structures with web openings // Engineering Structures. 2008. № 30 (9). Pp. 2528–2537.

8. Pritykin A. I. Buckling of the single row perforated beams // Proceedings of the 13th International Conference Mechanika-2008. Kaunas, 2008. Pp. 427–432.

9. Притыкин А. И., Притыкин И. А. Несущая способность однорядно и двухрядно перфорированных балок // Сб. науч. ст. междунар. конф. «Актуальные проблемы исследований по теории сооружений». Ч. 2. М., 2009. С. 34–45.

10. Soltani M. R., Bouchaïr A., Mimoune M. Nonlinear FE analysis of the ultimate behavior of steel castellated beams // Journal of Constructional Steel Research. 2011. Vol. 70 (8). Pp. 101–114.

11. Wakchaure M. R., Sagade A. V., Auti V. A. Parametric study of castellated beam with varying depth of web opening // International Journal of Scientific and Research Publications. 2012. Vol. 2. No. 8. 6 p.

12. Wakchaure M. R., Sagade A. V. Finite element analysis of castellated steel beam // International Journal of Engineering and Innovative Technology. 2012. Vol. 2. No. 1. Pp. 365–372.

13. Ellobody E. Nonlinear analysis of cellular steel beams under combined buckling modes // Thin-walled structures. 2012. No. 52. Pp. 66–79.

14. Erdal F., Saka M. P. Ultimate load carrying capacity of optimally designed steel cellular beams // Journal of Constructional Steel Research. 2013. Vol. 80. Pp. 355–368.

15. Wang P., Wang X., Ma N. Vertical shear buckling capacity of web-posts in castellated steel beams with fillet corner hexagonal web openings // Engineering Structures. 2014. Vol. 75. Pp. 315–326.

16. Wang P., Ma Q., Wang X. Investigation on Vierendeel mechanism failure of castellated steel beams with fillet corner web openings // Engineering Structures. 2014. Vol. 74. Pp. 44–51.

17. Jamadar A. M., Kumbhar P. D. Parametric study of castellated beam with circular and diamond shaped openings // International Research Journal of Engineering and Technology. 2015. Vol. 2 (2). Pp. 715–722.

18. Pritykin A. I., Emelyanov K. A. Local stability of castellated beams with diamond-shape openings: FEM calculation and experiment // Materials and Technologies in Construction and Architecture, Science Forum. 2018. Vol. 931. Pp. 113–118.

19. Belenkiy L. Handbook on Plastic Analysis in Engineering. Backbone Publishing Co., 2006. 1055 p.

20. Емельянов К. А., Притыкин А. И. Технологии изготовления моделей балок с облегченной стенкой // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство: сб. ст. Самара: Самарский гос. техн. ун-т, 2019. С. 117–125.

References

1. Chung K.-F., Liu T. C. H., Ko A. C. H. Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with circular web opening. *Journal of Constructional Steel Research*, 2001, vol. 57 (5), pp. 467–490.

2. Dobrachev V. M., Sebeshev V. G., Litvinov E. V. Prochnost' i mestnaya ustoychivost' stenki-peremychki perforirovannoy balki [Strength and local stability of a wall-jumper of a perforated beam]. *Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo – Bulletin of Higher Schools. Construction*, 2004, no. 2 (542), pp. 10–16.

3. Pritykin A. I. Load capacity of beam-wall with regular perforation. *Proceedings of the 11th International Conference «Mechanika-2006»*. Kaunas, 2006, pp. 189–193.

4. Pritykin A. I. Mestnaya ustoychivost' balok-stenok s shestiugol'nymi vyezami [Local stability of beam-walls with hexagonal openings]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy – Structural Mechanics and Design of Structures*, 2011, no. 1, pp. 2–6.

5. Pritykin A. I. Nesushchaya sposobnost' odnoryadno perforirovannykh balok-stenok [Bearing capacity of single-row perforated beams-walls]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo – Industrial and Civil Construction*, 2009, no. 12, pp. 36–38.

6. Pritykin A. Limit load of the perforated beams. *Proceedings of the 12th International Conference «Mechanika-2007»*. Kaunas, 2007, pp. 241–246.

7. Lagaros N. D., Psarras L. D., Papadrakakis M., Panagiotou G. Optimum design of steel structures with web openings. *Engineering Structures*, 2008, no. 30 (9), pp. 2528–2537.

8. Pritykin A. I. Buckling of the single row perforated beams. *Proceedings of the 13th International Conference «Mechanika-2008»*. Kaunas, 2008, pp. 427–432.

9. Pritykin A. I., Pritykin I. A. *Nesushchaya sposobnost' odnoryadno i dvukhryadno perforirovannykh balok* [Bearing capacity of single-row and double-row perforated beams]. *Trudy mezhdunar. konf. «Aktual'nye problemy issledovaniy po teorii sooruzheniy»* [Proceedings of the International conf. "Actual problems of researches on the theory of constructions"]. Pt. 2. Moscow, 2009, pp. 34–45.
10. Soltani M. R., Bouchaïr A., Mimoune M. Nonlinear FE analysis of the ultimate behavior of steel castellated beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 2011, vol. 70 (8), pp. 101–114.
11. Wakchaure M. R., Sagade A. V., Auti V. A. Parametric study of castellated beam with varying depth of web opening. *International Journal of Scientific and Research Publications*, 2012, vol. 2, no. 8, 6 p.
12. Wakchaure M. R., Sagade A. V. Finite element analysis of castellated steel beam. *International Journal of Engineering and Innovative Technology*, 2012, vol. 2, no. 1, pp. 365–372.
13. Ellobody E. Nonlinear analysis of cellular steel beams under combined buckling modes. *Thin-Walled Structures*, 2012, no. 52, pp. 66–79.
14. Erdal F., Saka M. P. Ultimate load carrying capacity of optimally designed steel cellular beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 2013, vol. 80, pp. 355–368.
15. Wang P., Wang X., Ma N. Vertical shear buckling capacity of web-posts in castellated steel beams with fillet corner hexagonal web openings. *Engineering Structures*, 2014, vol. 75, pp. 315–326.
16. Wang P., Ma Q., Wang X. Investigation on Vierendeel mechanism failure of castellated steel beams with fillet corner web openings. *Engineering Structures*, 2014, vol. 74, pp. 44–51.
17. Jamadar A. M., Kumbhar P. D. Parametric study of castellated beam with circular and diamond shaped openings. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 2015, vol. 2 (2), pp. 715–722.
18. Pritykin A. I., Emelyanov K. A. Local stability of castellated beams with diamond-shape openings: FEM calculation and experiment. *Materials and Technologies in Construction and Architecture, Science Forum*, 2018, vol. 931, pp. 113–118.
19. Belenkiy L. *Handbook on Plastic Analysis in Engineering*. Backbone Publ., 2006, 1055 p.
20. Emel'yanov K. A., Pritykin A. I. *Tekhnologii izgotovleniya modeley balok s oblegchennoy stenkoy* [Technologies of manufacturing of beam models with a lightened wall]. *Sb. st. «Traditsii innovatsii v stroitel'stve i arkhitekture. Stroitel'stvo»* [Coll. of articles "Traditions of innovations in construction and architecture. Construction"]. Samara, Samarskiy Gos. Tekhn. Universitet Publ., 2019, pp. 117–125.