

Вестник Евразийской науки / The Eurasian Scientific Journal <https://esj.today>

2021, №6, Том 13 / 2021, No 6, Vol 13 <https://esj.today/issue-6-2021.html>

URL статьи: <https://esj.today/PDF/64SAVN621.pdf>

Ссылка для цитирования этой статьи:

Зотов, И. М. Теоретическое и экспериментальное исследование устойчивости плоской формы изгиба двутавровых балок со сплошной и перфорированной стенкой / И. М. Зотов, Р. А. Шорстов, А. С. Чепурненко, И. О. Иващенко // Вестник евразийской науки. — 2021. — Т. 13. — № 6. — URL: <https://esj.today/PDF/64SAVN621.pdf>

For citation:

Zotov I.M., Shorstov R.A., Chepurnenko A.S., Ivashchenko I.O. Theoretical and experimental study of the flat bending shape stability for I-beams with a solid and perforated wall. *The Eurasian Scientific Journal*, 13(6): 64SAVN621. Available at: <https://esj.today/PDF/64SAVN621.pdf>. (In Russ., abstract in Eng.)

УДК 624.04

Зотов Иван Михайлович

ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», Ростов-на-Дону, Россия
Аспирант кафедры «Сопроотивление материалов»
E-mail: z-o-t-o-v@mail.ru

Шорстов Роман Александрович

ФГБОУ ВО «Белгородский государственный технологический университет имени В.Г. Шухова», Белгород, Россия
Главный специалист института заочного образования
E-mail: 89155612528@mail.ru

Чепурненко Антон Сергеевич

ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», Ростов-на-Дону, Россия
Доцент кафедры «Сопроотивление материалов»
Доктор технических наук
E-mail: anton_chepurnenk@mail.ru

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9133-8546>

РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=778841

SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=56056531000>

Иващенко Ирина Олеговна

ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», Ростов-на-Дону, Россия
Магистрант кафедры «Сопроотивление материалов»
E-mail: ira.ivashchenko.2000@mail.ru

Теоретическое и экспериментальное исследование устойчивости плоской формы изгиба двутавровых балок со сплошной и перфорированной стенкой

Аннотация. В статье представлен вывод разрешающего уравнения для расчета двутавровых балок переменной по длине жесткости на боковое выпучивание с учетом начальных несовершенств. Используются положения теории тонкостенных стержней В.З. Власова. Начальные несовершенства задаются эксцентриситетом приложения нагрузки, начальным углом закручивания и начальной погибью в плоскости наименьшей изгибной жесткости. Также учитывается вертикальное смещение нагрузки относительно центра тяжести. Выведенное уравнение может быть использовано при расчете балок с перфорированной стенкой. Решение полученного уравнения выполняется численно методом конечных разностей в среде MATLAB. При наличии начальных несовершенств задача сводится к системе линейных

алгебраических уравнений. Для идеальных балок критическая нагрузка определяется из решения проблемы собственных значений матрицы. Проводится теоретическое исследование влияния параметров перфорации на величину критической нагрузки при потере устойчивости плоской формы изгиба. Устанавливается, что если потеря устойчивости носит характер бокового выпучивания, перфорация стенки несущественно понижает критическую нагрузку. Выполняется сравнение результатов с решением в программном комплексе ЛИРА-САПР. Также авторами представлены результаты экспериментальных исследований по боковому выпучиванию клефанерных балок со сплошной и перфорированной стенкой. Испытания проводились по схеме консольной балки под действием сосредоточенной силы на конце. Приведены теоретические и экспериментальные графики зависимости максимального угла закручивания от нагрузки. При этом эксперимент хорошо согласуется с теорией. Установлено, что начальные несовершенства балок в большей степени оказывают влияние на величину критической нагрузки, чем перфорация стенки.

Ключевые слова: устойчивость; двутавр; перфорация стенки; боковое выпучивание; начальные несовершенства; метод конечных разностей; тонкостенные стержни

Введение

В настоящее время все более широкое применение находят облегченные конструкции в виде двутавровых балок с перфорированной стенкой. Большинство публикаций по данным конструкциям относится к определению их напряженно-деформированного состояния [1–5] или к вопросам местной устойчивости [6; 7]. Однако помимо местной потери устойчивости для двутавровых балок возможна и общая форма потери устойчивости, носящая характер бокового выпучивания. Вопросам устойчивости плоской формы изгиба балок с перфорированной стенкой в отечественной и зарубежной науке на современном этапе не уделяется должного внимания.

Балки с перфорированной стенкой могут быть рассмотрены как тонкостенные стержни переменной по длине жесткости. В работе В.З. Власова [8] для анализа устойчивости произвольных тонкостенных стержней постоянной жесткости была получена следующая система дифференциальных уравнений:

$$\begin{aligned} EI_z \frac{d^4 v}{dx^4} - \frac{d}{dx} \left[N \left(\frac{dv}{dx} + a_z \frac{d\theta}{dx} \right) \right] + \frac{d^2}{dx^2} (M_y \theta) &= 0; \\ EI_y \frac{d^4 w}{dx^4} - \frac{d}{dx} \left[N \left(\frac{dw}{dx} - a_y \frac{d\theta}{dx} \right) \right] + \frac{d^2}{dx^2} (M_z \theta) &= 0; \\ EI_\omega \frac{d^4 \theta}{dx^4} - GI_k \frac{d^2 \theta}{dx^2} - \frac{d}{dx} \left[(r^2 N + 2\beta_z M_y - 2\beta_y M_z) \frac{d\theta}{dx} \right] + & \\ + [q_y^0 (e_y - a_y) + q_z^0 (e_z - a_z)] \theta - a_z \frac{d}{dx} \left(N \frac{dv}{dx} \right) + a_y \frac{d}{dx} \left(N \frac{dw}{dx} \right) & \\ + M_y \frac{d^2 v}{dx^2} + M_z \frac{d^2 w}{dx^2} &= 0. \end{aligned} \quad (1)$$

Представленная система выведена для левой системы координат.

При получении данной системы В.З. Власов исходит из следующих дифференциальных зависимостей, справедливых только для стержней постоянной жесткости:

$$EI_z \frac{d^4 v}{dx^4} = q_y; \quad (2)$$

$$EI_y \frac{d^4 w}{dx^4} = q_z;$$

$$EI_\omega \frac{d^4 \theta}{dx^4} - GI_\kappa \frac{d^2 \theta}{dx^2} = m.$$

Здесь q_y и q_z — интенсивности дополнительных погонных поперечных нагрузок, возникающих в момент потери устойчивости; m — интенсивность дополнительного внешнего погонного крутящего момента.

Для учета переменной по длине жесткости уравнения (2) необходимо заменить на следующие:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI_z(x) \frac{d^2 v}{dx^2} \right) = q_y;$$

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI_y(x) \frac{d^2 w}{dx^2} \right) = q_z; \quad (3)$$

$$\frac{d}{dx} \left(EI_\omega(x) \frac{d^3 \theta}{dx^3} - GI_\kappa(x) \frac{d\theta}{dx} \right) = m.$$

Тогда система (1) переписывается в виде:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI_z(x) \frac{d^2 v}{dx^2} \right) - \frac{d}{dx} \left[N \left(\frac{dv}{dx} + a_z \frac{d\theta}{dx} \right) \right] + \frac{d^2}{dx^2} (M_y \theta) = 0;$$

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI_y(x) \frac{d^2 w}{dx^2} \right) - \frac{d}{dx} \left[N \left(\frac{dw}{dx} - a_y \frac{d\theta}{dx} \right) \right] + \frac{d^2}{dx^2} (M_z \theta) = 0;$$

$$\frac{d}{dx} \left(EI_\omega(x) \frac{d^3 \theta}{dx^3} - GI_\kappa(x) \frac{d\theta}{dx} \right) - \frac{d}{dx} \left[(r^2 N + 2\beta_z M_y - 2\beta_y M_z) \frac{d\theta}{dx} \right] + \quad (4)$$

$$+ [q_y^0 (e_y - a_y) + q_z^0 (e_z - a_z)] \theta - a_z \frac{d}{dx} \left(N \frac{dv}{dx} \right) + a_y \frac{d}{dx} \left(N \frac{dw}{dx} \right)$$

$$+ M_y \frac{d^2 v}{dx^2} + M_z \frac{d^2 w}{dx^2} = 0.$$

При действии изгибающих моментов только в одной плоскости и отсутствии продольных сил из трех уравнений в (4) остается только два, и задачу можно свести к одному дифференциальному уравнению восьмого порядка относительно угла закручивания. Однако для сечений с двумя осями симметрии может быть получено более простое дифференциальное уравнение четвертого порядка по типу представленного в работе С.П. Тимошенко [9].

Вывод разрешающего уравнения

Рассмотрим далее вывод данного уравнения с учетом переменного по длине сечения стержня. При выводе в отличие от В.З. Власова будем использовать правую систему координат. Учтем также наличие начальных несовершенств в виде начального прогиба в плоскости наименьшей жесткости v_0 , начального угла закручивания θ_0 и эксцентриситета приложения нагрузки e . Связь между крутящим моментом M_κ и углом закручивания θ в правой системе координат имеет вид [10]:

$$-EI_\omega \frac{d^3 \theta}{dx^3} + GI_\kappa \frac{d\theta}{dx} = M_\kappa, \quad (5)$$

Элемент балки в момент выпучивания показан на рисунке 1. Здесь учтено также вертикальное смещение нагрузки a относительно центра тяжести поперечного сечения. В

момент потери устойчивости в балке возникает дополнительный крутящий момент M_x . Записывая сумму моментов относительно оси x балки в недеформированном состоянии, получим:

$$M_x + dM_x + qdx \left(\frac{v+v_0+(v+v_0+d(v+v_0))}{2} + e + a(\theta + \theta_0) \right) - M_x = 0. \quad (6)$$

Пренебрегая членами более высокого порядка малости, выражение (6) можно представить в виде:

$$\frac{dM_x}{dx} = -q(v + v_0 + e + a(\theta + \theta_0)). \quad (7)$$

Крутящий момент относительно оси x' вычисляется как:

$$M_{x'} = M_k = M_x - Q(v + v_0) + M_y \left(\frac{dv}{dx} + \frac{dv_0}{dx} \right). \quad (8)$$

Дифференцируя выражение (8) по x , получим:

$$\frac{dM_k}{dx} = \frac{dM_x}{dx} - Q \left(\frac{dv}{dx} + \frac{dv_0}{dx} \right) - \frac{dQ}{dx} (v + v_0) + M_y \left(\frac{d^2v}{dx^2} + \frac{d^2v_0}{dx^2} \right) + \frac{dM_y}{dx} \left(\frac{dv}{dx} + \frac{dv_0}{dx} \right). \quad (9)$$

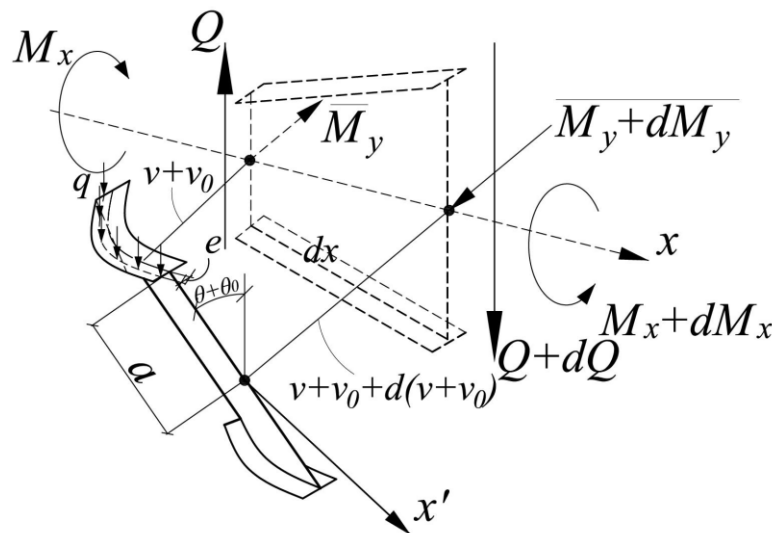


Рисунок 1. Элемент балки двутаврового сечения в момент выпучивания (рисунок авторов)

Подставляя (7) в (9) и учитывая, что $\frac{dQ}{dx} = -q$ и $\frac{dM_y}{dx} = Q$, получим:

$$\frac{dM_k}{dx} = M_y \left(\frac{d^2v}{dx^2} + \frac{d^2v_0}{dx^2} \right) - q(e + a(\theta + \theta_0)). \quad (10)$$

Изгибающий момент относительно оси z' в момент выпучивания определяется как:

$$M_{z'} = M_y(\theta + \theta_0) = -EI_z \frac{d^2v}{dx^2}. \quad (11)$$

Продифференцируем далее равенство (5) по x , учитывая, что моменты инерции I_k и I_ω переменны по длине балки:

$$\frac{dM_k}{dx} = -EI_\omega \frac{d^4\theta}{dx^4} - E \frac{dI_\omega}{dx} \frac{d^3\theta}{dx^3} + GI_k \frac{d^2\theta}{dx^2} + G \frac{dI_k}{dx} \frac{d\theta}{dx}. \quad (12)$$

Выражая из (11) вторую производную прогиба и подставляя далее величину $\frac{d^2v}{dx^2}$ в (10) и затем приравнивая правые части (12) и (10), получим основное разрешающее уравнение:

$$\begin{aligned}
 -EI_{\omega} \frac{d^4\theta}{dx^4} - \frac{d(EI_{\omega})}{dx} \frac{d^3\theta}{dx^3} + GI_{\kappa} \frac{d^2\theta}{dx^2} + \frac{d(GI_{\kappa})}{dx} \frac{d\theta}{dx} + \theta \left(\frac{M_y^2}{EI_z} + qa \right) = \\
 = -q(e + a\theta_0) + M_y \frac{d^2v_0}{dx^2} - \frac{M_y^2\theta_0}{EI_z}.
 \end{aligned}
 \tag{13}$$

Таким образом, задача свелась к дифференциальному уравнению четвертого порядка относительно угла закручивания, решение которого может быть выполнено численно методом конечных разностей. При наличии начальных несовершенств задача сводится к системе линейных алгебраических уравнений. Для идеальной балки задача бокового выпучивания является однородной, и сводится к поиску собственных значений матрицы.

Теоретическое исследование устойчивости двухтавровых балок с перфорированной стенкой

Схема и поперечное сечение рассматриваемых конструкций представлены соответственно на рисунках 2–3.

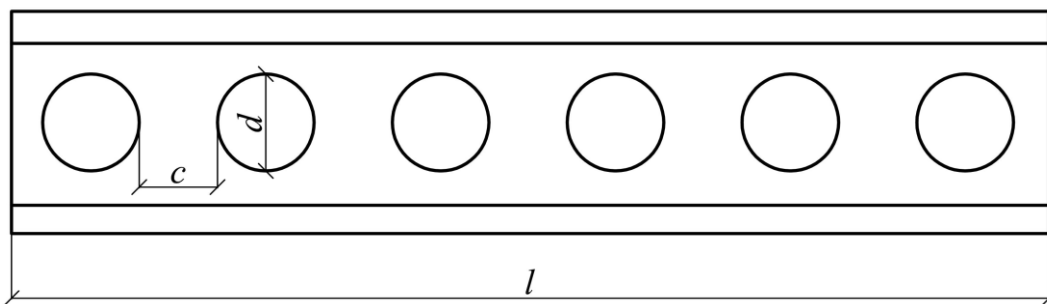


Рисунок 2. Двухтавровая балка с перфорированной стенкой (рисунок авторов)

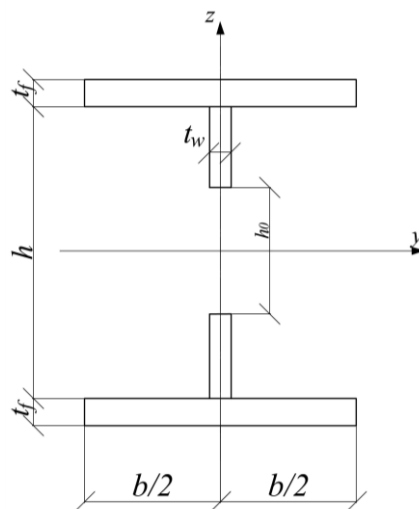


Рисунок 3. Поперечное сечение перфорированной балки (рисунок авторов)

Секториальный момент инерции I_{ω} для перфорированной балки не зависит от x и определяется по формуле:

$$I_{\omega} = \frac{t_f b^3 h^2}{24}.
 \tag{14}$$

Моменты инерции I_k и I_z для перфорированной балки зависят от величины h_0 , которая в свою очередь является функцией от x :

$$\begin{aligned} I_k &= I_k^n + I_k^c = \frac{2bt_f^3}{3} + \frac{t_w^3(h-h_0)}{3}; \\ I_z &= I_z^n + I_z^c = \frac{2t_f b^3}{12} + \frac{(h-h_0)t_w^3}{12}. \end{aligned} \quad (15)$$

Пусть x_i и x_{i+1} — координаты центров двух соседних отверстий и $x_{i+1} > x_i$. Для $x \in [x_i; x_{i+1}]$ функция изменения h_0 в случае круглой перфорации записывается в виде:

$$h_0(x) = \begin{cases} 2\sqrt{R^2 - (x - x_i)^2}, & x \leq x_i + R \\ 2\sqrt{R^2 - (x - x_{i+1})^2}, & x \geq x_{i+1} - R \\ 0, & x \in (x_i + R; x_{i+1} - R) \end{cases} \quad (16)$$

где $R = d/2$ — радиус отверстия.

Для определения производной $\frac{dI_k}{dx}$ в расчетной программе авторами используется численное дифференцирование.

Был выполнен расчет стальной шарнирно опертой по концам балки с круглой перфорацией при следующих исходных данных: $b = 10$ см, $h = 40$ см, $t_w = 7.5$ мм, $t_f = 12$ мм, $l = 4$ м. Относительная высота вырезов $\beta = d/h$ принималась равной 0.667, а относительная ширина перемычек $\xi = c/d$ — равной 0.5. В случае действия равномерно распределенной по длине нагрузки ее критическая величина при расчете по разработанной авторами методике составила 30.4 кН/м.

Для контроля правильности результатов был выполнен расчет в программном комплексе ЛИРА. При этом была получена величина критической нагрузки $q_{кр} = 30.2$ кН/м. Расхождение с решением на основе теории тонкостенных стержней В.З. Власова составило 0.6 %. Форма потери устойчивости представлена на рисунке 4.

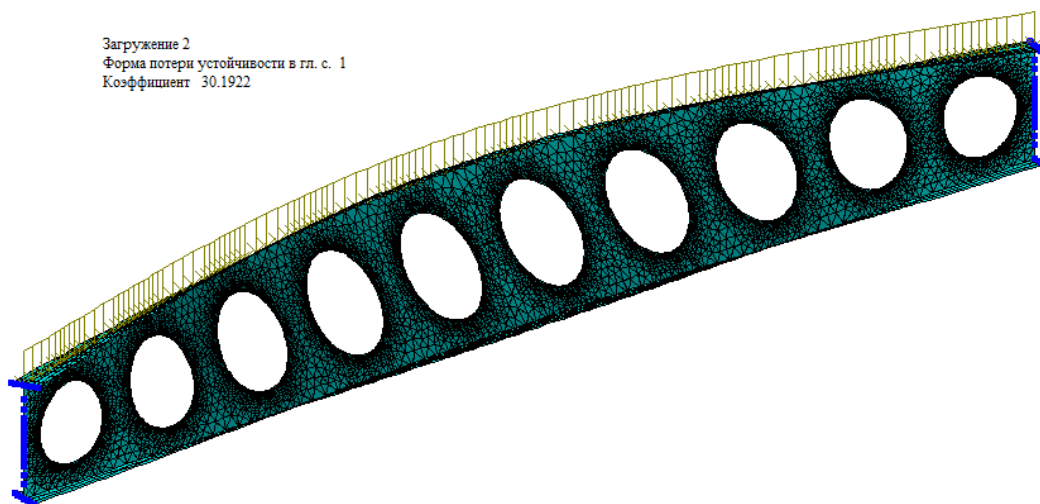


Рисунок 4. Потеря устойчивости балки с круглой перфорацией при действии равномерно распределенной по длине нагрузки (рисунок авторов)

Отметим, что перфорация балки в рассмотренной задаче несущественно понизила величину критической нагрузки. Для такой же балки без отверстий в стенке было получено значение $q_{кр} = 31.8$ кН/м.

Нами также было проведено параметрическое исследование влияния параметров ξ и β на величину критической нагрузки в ПК ЛИРА, результаты которого приведены в таблице 1.

Таблица 1

Критические нагрузки (кН/м) для балки с перфорированной стенкой при различных значениях β и ξ

		$\beta = d/h$		
		0.5	0.667	0.75
$\xi = c/d$	0.3	<u>30.43</u>	<u>29.74</u>	<u>30.08</u>
		30.61	30.2	30.07
	0.5	<u>30.76</u>	<u>30.2</u>	<u>29.54</u>
		30.77	30.4	30.43
	0.667	<u>31.1</u>	<u>30.12</u>	<u>30.45</u>
		30.9	30.73	30.45

Составлено авторами

В знаменателе приведены значения, вычисленные по авторской методике. Представленные результаты показывают, что если потеря устойчивости носит изгибно-крутильный характер, то параметры β и ξ незначительно влияют на критическую нагрузку.

Методика проведения эксперимента

Для проведения эксперимента были изготовлены клефанерные балки с поперечным сечением, представленным на рисунке 5.



Рисунок 5. Поперечное сечение испытываемых балок (фото авторов)

Полки выполнялись из сосны шириной 3 см и толщиной 1 см, стенка — фанера толщиной 4 мм. Высота балок — 10 см. Для крепления стенки к полкам в полках выполнялся пропил глубиной 4 мм. Склеивание производилось при помощи полиуретанового клея. Испытания проходили по схеме консольной балки с сосредоточенной силой на конце. Длина консоли принималась равной 1.5 м и 0.8 м.

Жесткая заделка осуществлялась путем зажатия конца балки в гидравлическом прессе (рис. 6). Загрузка выполнялась ступенчато при помощи грузов известной массы. Для балок с длиной консоли 1.5 м нагрузка прикладывалась в центре тяжести поперечного сечения, а для конструкций с консолью 0.8 м — к верхней полке.



Рисунок 6. Схема испытательной установки (фото авторов)

Для фиксации перемещений на свободном от закрепления конце балки прикреплялся экран с миллиметровой бумагой. На данный экран при помощи лазерного уровня проецировались горизонтальная и вертикальная линия, перекрестие которых изначально было направлено на центр тяжести поперечного сечения (рис. 7). Тангенс угла закручивания определялся как $(\Delta_1 + \Delta_2)/b$, где $b = 40$ см — ширина экрана (рис. 8).

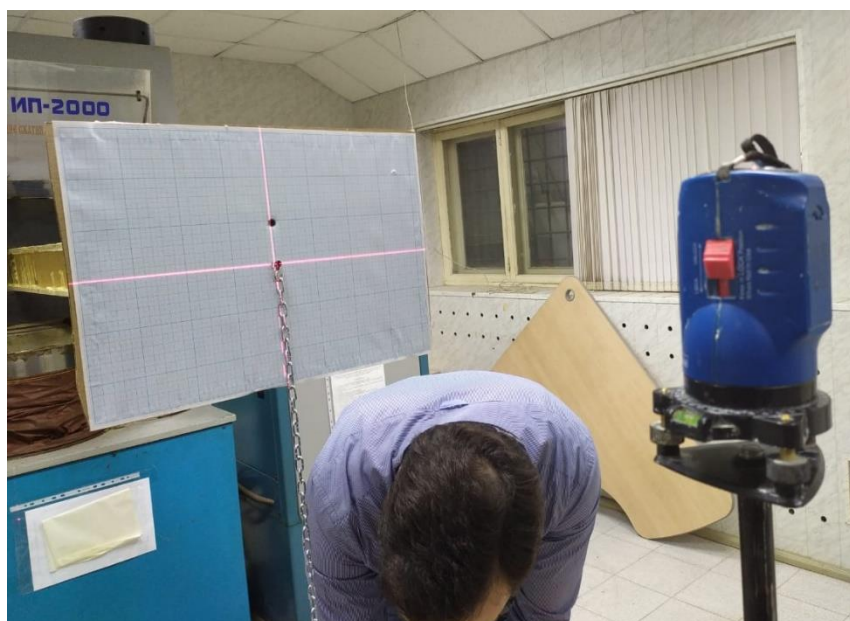


Рисунок 7. Определение перемещений при помощи лазерного уровня (фото авторов)

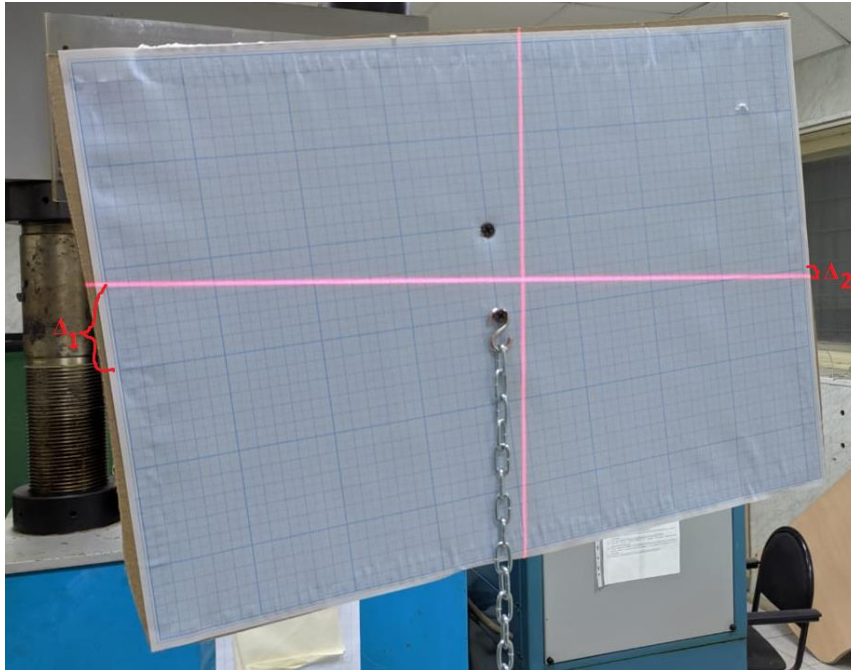


Рисунок 8. К определению угла закручивания (фото авторов)

Для перфорированных балок диаметр отверстий и размер перемычек составлял 5 см. Испытывались также балки без перфорации стенки.

Для рассматриваемых в эксперименте консольных балок начальные несовершенства при расчете принимались в виде функций:

$$\begin{aligned} v_0(x) &= f_0 \left(1 - \cos \frac{\pi x}{2l} \right), \\ \theta_0(x) &= T_0 \left(1 - \cos \frac{\pi x}{2l} \right). \end{aligned} \quad (17)$$

Граничные условия в случае действия сосредоточенной силы на свободном конце записываются в виде:

$$\begin{aligned} \text{при } x = 0: \theta &= 0; \frac{d\theta}{dx} = 0, \\ \text{при } x = l: -EI_\omega \frac{d^3\theta}{dx^3} + GI_\kappa \frac{d\theta}{dx} &= -Fa(\theta + \theta_0); \frac{d^2\theta}{dx^2} = 0. \end{aligned} \quad (18)$$

Поскольку полка и стенки балок выполнены из различного материала, в расчете использовались приведенные жесткости, определяемые по формулам:

$$\begin{aligned} GI_\kappa &= G_c I_\kappa^c + G_n I_\kappa^n; \\ EI_\omega &= E_n \frac{t_f b^3 h^2}{24}; \\ EI_z &= E_n I_z^n + E_c I_z^c, \end{aligned} \quad (19)$$

где G_c и E_c — модуль сдвига и модуль упругости стенки; G_n и E_n — модуль сдвига и модуль упругости полки; I_z^n и I_z^c осевые моменты инерции полки и стенки; I_κ^n и I_κ^c — моменты инерции при кручении полки и стенки; t_f — толщина полки; b — их ширина и h — расстояние между центрами тяжести верхней и нижней полки.

Результаты экспериментальных исследований

На рисунке 9 представлена экспериментальная кривая зависимости угла закручивания свободного конца от нагрузки для балки со сплошной стенкой и длиной консоли 1.5 м. Также на данном графике показана теоретическая кривая, построенная на основе ориентировочных значений начальных несовершенств f_0 и T_0 .

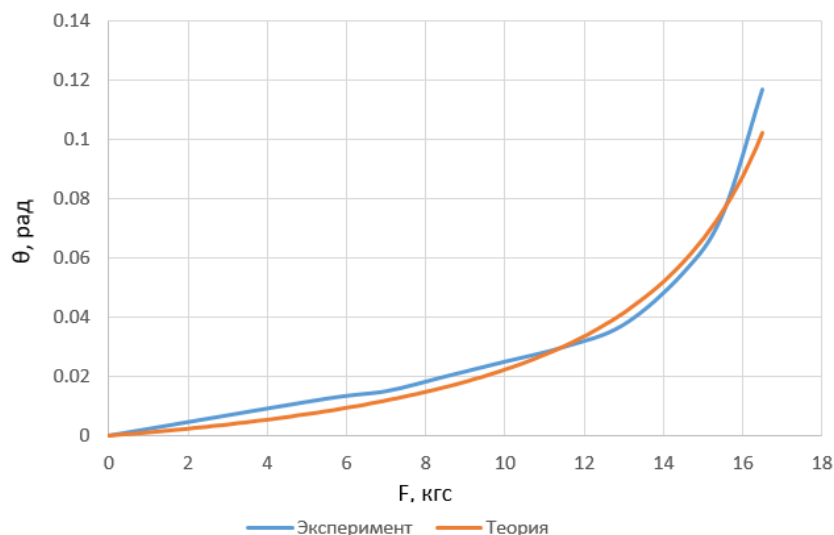


Рисунок 9. Зависимость угла закручивания свободного конца от нагрузки для балки со сплошной стенкой и длиной консоли 1.5 м (рисунок авторов)

Для рассматриваемой балки резкий рост перемещений наблюдался при нагрузке 17.5 кгс. Потеря устойчивости плоской формы изгиба сопровождалась разрушением конструкции (рис. 10).



Рисунок 10. Балка со сплошной стенкой и длиной консоли 1.5 м после испытания (фото авторов)

Теоретическая величина критической нагрузки для данной балки составила 20.3 кгс. Отклонение экспериментального значения в меньшую сторону можно объяснить значительными величинами начальных несовершенств. Отметим также, что теоретическая и экспериментальная кривая на рисунке 9 достаточно близки.

Перейдем далее к результатам испытаний перфорированной балки с длиной консоли 1.5 м. Экспериментальная и теоретическая кривая зависимости угла закручивания от нагрузки представлены на рисунке 11.

Для данной балки критическая нагрузка по расчету должна была быть на 2 % ниже, чем для балки без перфорации, но фактически она оказалась немного выше и составила 18.5 кгс, что можно объяснить меньшими значениями f_0 и T_0 . Таким образом, начальные несовершенства в большей степени влияют на потерю устойчивости плоской формы изгиба, чем перфорация стенки.

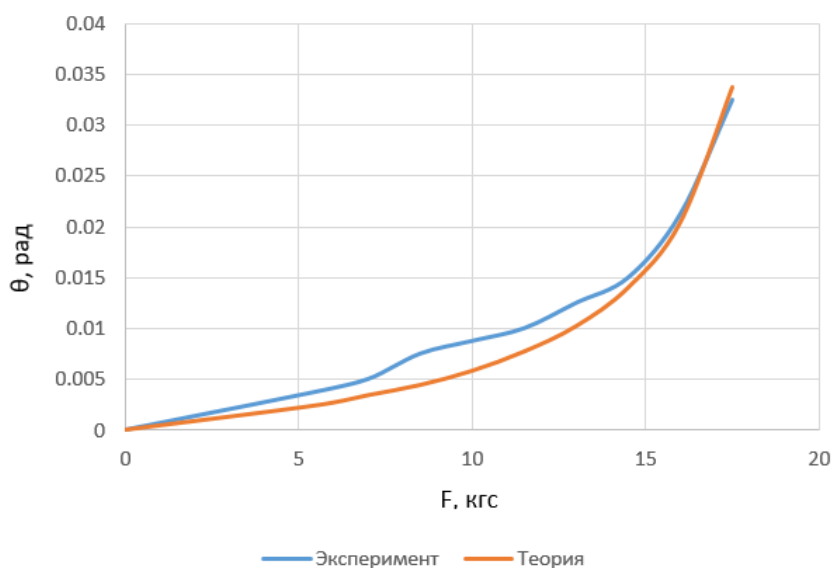


Рисунок 11. Экспериментальная и теоретическая кривая зависимости угла закручивания от нагрузки для балки с перфорированной стенкой и длиной консоли 1.5 м (рисунок авторов)

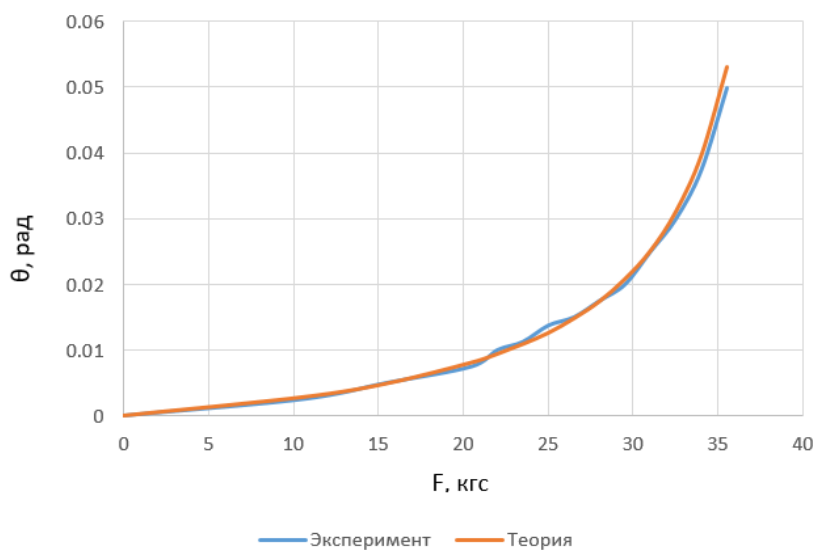


Рисунок 12. Зависимость угла закручивания свободного конца от нагрузки для балки со сплошной стенкой и длиной консоли 0.8 м (рисунок авторов)

Для балок с длиной консоли 0.8 м графики зависимости угла закручивания от нагрузки приведены на рисунках 12 и 13. Теоретическая величина критической нагрузки для балки со сплошной стенкой составила 37.5 кгс. Фактические значения критической нагрузки оказались равными 35.5 кгс для балки со сплошной стенкой и 34 кгс для балки с перфорированной стенкой, что хорошо согласуется с теорией.

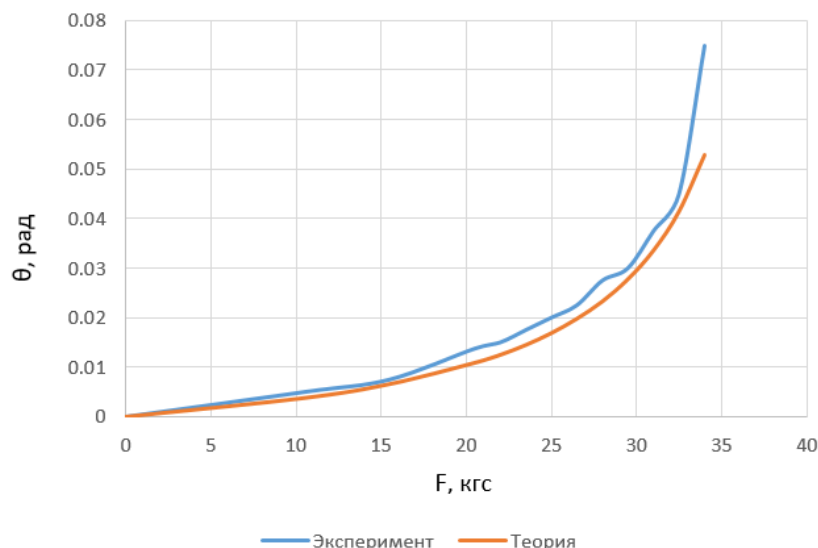


Рисунок 13. Экспериментальная и теоретическая кривая зависимости угла закручивания от нагрузки для балки с перфорированной стенкой и длиной консоли 0.8 м (рисунок авторов)

Выводы

Получено разрешающее уравнение и разработана методика расчета двутавровых балок переменной по длине жесткости на устойчивость плоской формы изгиба. Показана возможность применения разработанной методики для балок с перфорированной стенкой. Установлено, что перфорация балки несущественно понижает величину критической нагрузки при боковом выпучивании по сравнению с конструкцией без перфорации стенки.

Проведены экспериментальные исследования бокового выпучивания двутавровых клефанерных балок со сплошной и перфорированной стенкой. Результаты эксперимента хорошо согласуются с теорией. Обнаружено, что начальные несовершенства более существенно влияют на величину критической нагрузки, чем перфорация стенки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Притыкин А.И. Концентрация напряжений во флорах с круглыми и овальными вырезами / А.И. Притыкин // Вестник Астраханского государственного технического университета. Серия: Морская техника и технология. — 2009. — № 1. — С. 76–81.
2. Притыкин А.И. Прогибы перфорированных балок с круглыми вырезами / А.И. Притыкин, А.С. Лаврова // Вестник ТГАСУ. — 2015. — № 3(50). — С. 94–102.
3. Притыкин А.И. Особенности расчета перфорированных балок МКЭ / А.И. Притыкин, А.В. Мисник, А.С. Лаврова // Известия КГТУ. — 2016. — № 43. — С. 249–259.

4. Лукин А.О. Определение прогибов балок с гофрированной стенкой с учетом сдвиговых деформаций / А.О. Лукин // Инженерный вестник Дона. — 2013. — № 1. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2013/1496.
5. Lukin A.A. Beams with corrugated web: calculation peculiarities of bending torsion analysis / A.A. Lukin [и др.] // Procedia Engineering. — 2016. — Т. 153. — С. 414–418.
6. Притыкин А.И. Влияние ширины перемычек на местную устойчивость балок с шестиугольными вырезами / А.И. Притыкин, И.А. Притыкин // Вестник МГСУ. — 2011. — № 2–2. — С. 169–173.
7. Притыкин А.И. Повышение местной устойчивости перфорированных балок за счет смещения оси расположения отверстий / А.И. Притыкин // Известия высших учебных заведений. Строительство. — 2009. — № 8. — С. 116–121.
8. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни / В.З. Власов. — М.: Физматгиз, 1959. — 586 с.
9. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. / С.П. Тимошенко. — Л., М.: Гостехиздат, 1946. — 532 с.
10. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. / А.С. Вольмир. — М.: Наука, 1975. — 984 с.

Zotov Ivan Mikhailovich

Don State Technical University, Rostov-on-Don, Russia
E-mail: z-o-t-o-v@mail.ru

Shorstov Roman Alexandrovich

Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov, Belgorod, Russia
E-mail: 89155612528@mail.ru

Chepurnenko Anton Sergeevich

Don State Technical University, Rostov-on-Don, Russia
E-mail: anton_chepurnenk@mail.ru

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9133-8546>

RSCI: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=778841

SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=56056531000>

Ivashchenko Irina Olegovna

Don State Technical University, Rostov-on-Don, Russia
E-mail: ira.ivashchenko.2000@mail.ru

Theoretical and experimental study of the flat bending shape stability for I-beams with a solid and perforated wall

Abstract. The article presents the derivation of the resolving equation for the calculation of I-beams of variable along the length stiffness for lateral buckling, taking into account initial imperfections. The provisions of the theory of thin-walled rods by V.Z. Vlasov are used. The initial imperfections are given by the eccentricity of the load application, the initial angle of twist, and the initial deflection in the plane of least bending stiffness. The vertical displacement of the load relative to the center of gravity is also taken into account. The derived equation can be used in the calculation of beams with a perforated web. The solution of the resulting equation is performed numerically by the finite difference method in the MATLAB environment. In the presence of initial imperfections, the problem is reduced to a system of linear algebraic equations. For ideal beams, the critical load is determined from the solution of the matrix eigenvalue problem. A theoretical study of the influence of perforation parameters on the value of the critical load in the event of side buckling is carried out. It is established that if the buckling is in the nature of lateral buckling, wall perforation insignificantly reduces the critical load. The results are compared with the solution in the LIRA-SAPR software package. The authors also present the results of experimental studies on the lateral buckling of plywood beams with a solid and perforated wall. The tests were carried out according to the scheme of a cantilever beam under the action of a concentrated force at the end. Theoretical and experimental graphs of the dependence of the maximum angle of twist on the load are presented. The experiment is in good agreement with the theory. It has been established that the initial imperfections of the beams have a greater effect on the magnitude of the critical load than the perforation of the web.

Keywords: stability; I-beam; wall perforation; lateral buckling; initial imperfections; finite difference method; thin-walled bars