

УДК 624.072.2.014.2-413

СОБСТВЕННЫЕ КОЛЕБАНИЯ ТОНКОСТЕННЫХ БАЛОК

д.т.н., проф. Волкова В.Е.; аспирант Ковальчук А.А.*****Национальный горный университет, г. Днепропетровск****Днепропетровский национальный университет железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна, г. Днепропетровск*

Введение. Применение балок с гибкой стенкой является весьма эффективным с точки зрения экономии материала. Изменение характеристик поперечного сечения стенки неизбежно приводит к изменению динамических характеристик. Особенности статической работы, балок с гибкой стенкой достаточно отражены в литературе [1-3]. В то же время не достаточно освещены вопросы динамики данного типа конструкций, что непосредственно связано с прочностью и устойчивостью рассматриваемых конструкций. Динамическое возмущение, генерируемое ленточным конвейером, вызывает изгибные и крутильные колебания пролетного строения. Таким образом, в условиях динамического нагружения необходим расчет параметров собственных колебаний балки с гибкой стенкой.

В настоящей работе с целью определения степени опасности возможных резонансных режимов был выполнен анализ собственных форм колебаний для нескольких вариантов конструктивных решений главной балки пролетного строения конвейерных галерей.

Методика численного исследования. Анализ собственных частот колебаний проводился методом конечных элементов (МКЭ) в среде ПК ANSYS для однопролетных шарнирно-опертых по краям балок, нагруженных равномерно распределенной по пролету нагрузкой, с сечением в виде симметричного двутавра. Материал элементов балки – углеродистая сталь обыкновенного качества класса прочности С235 ГОСТ 27772-88. В соответствии с ДБН В.2.6-163-2010 материал балки имеет следующие механические характеристики: модуль упругости материала $E = 2.1 \cdot 10^{11}$ Па, модуль сдвига $G = 0,79 \cdot 10^{11}$ Па; коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$, плотность $\rho = 7850$ кг/м³.

В работе рассматривалась балка пролетного строения конвейерной галереи длиной $L = 12$ м. Подбор размеров элементов поперечного сечения и шаг поперечных ребер жесткости был выполнен в соответствии с нормативными документами Украины [4-6]. Так, высота стенки балки была принята равной $h_w = 1500$ мм, а толщина стенки изменялась в пределах от 5,5 мм до 12 мм, что соответствовало значениям условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w = 4 \dots 10$ (см. табл. 1). Сечение поясов балки принималось прямоугольным постоянным по всей длине пролетного строения с шириною $b_f = 340$ мм и толщиной $t_f = 18$ мм. Гибкая стенка балки подкреплялась двухсторонними поперечными ребрами жесткости прямоугольного сечения – 170×10 мм. Реакция балки на нижележащие конструкции передавалась через опорные ребра. Сечение опорных ребер жесткости – $b_{\text{оп}} = 340$ мм, $t_{\text{оп}} = 20$ мм.

Таблица 1

Геометрические характеристики стенки, рассматриваемых балок

№ балки	Высота стенки h_w , мм	Толщина стенки t_w , мм	Условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$, мм
1	1500	5,5	9,35
2	1500	7,5	6,86
3	1500	8	6,43
4	1500	8,5	6,05
5	1500	9	5,71
6	1500	9,5	5,41
7	1500	10	5,14
8	1500	12	4,29

Для создания конечно-элементной модели тонкостенной балки использовался элемент SHELL 181 из стандартной библиотеки КЭ ПК ANSYS. Элемент SHELL 181 предназначен для расчета оболочек с малой и умеренной толщиной, а также применяется для расчетов геометрически нелинейных задач с большими деформациями и поворотами. SHELL 181 состоит из четырех узловых точек, у каждой из которых 6 степеней свободы.

Для генерации сетки использовался метод регулярного построения, КЭ были приняты квадратными в плане со стороной 5 мм (рис. 1). При этом общее число КЭ составляло 13 879.

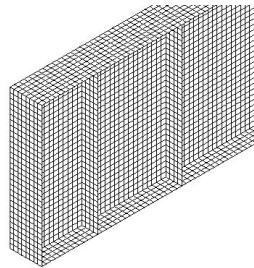


Рис. 1. Фрагмент конечно-элементной модели балки

Условия закрепления балки соответствовали шарнирному опиранию. По нижним кромкам опорных ребер ограничивались линейные перемещения по осям X, Y, Z и угловые перемещения относительно осей X, Y. Ввиду особенностей работы тонкостенных балок в составе пролетного строения конвейерной галереи приняты дополнительные закрепления верхнего и нижнего поясов из плоскости балки в узлах крепления поперечных ребер жесткости. Шаг закреплений верхнего пояса из плоскости принят от 1500 до 3000 мм; шаг закреплений нижнего пояса балки из плоскости изменялся от 3000 до 6000 мм, в зависимости от соотношения размеров отсека балки, т.е. от величины коэффициента μ .

При моделировании к верхнему поясу балки прикладывалась статическая равномерно распределенная нагрузка интенсивностью 10305 Н/м (см. рис. 2). Сбор статических нагрузок выполнен согласно ДБН В.1.2-2-2006 [7] с учетом всех возможных нагрузок и воздействий на элементы конвейерной галереи. А именно веса: несущих стальных конструкций, ограждения, груза на ленте, промпроводок, конструкций конвейера, просыпи, пыли на покрытии.

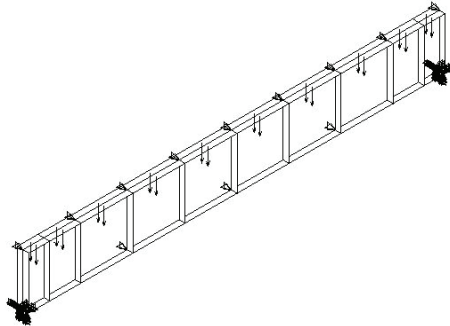


Рис. 2. Схема балки с граничными условиями и загрузжением

При численном моделировании был выполнен анализ 12 форм свободных колебаний для 8 вариантов поперечного сечения главной балки пролетного строения конвейерной галереи. Для каждого из вариантов проводился частотный анализ, в ходе которого определялись собственные частоты колебаний и формы колебаний.

Выводы. Результаты численного исследования собственных колебаний тонкостенных балок приведены в таблицах 2,3 и на рисунке 3.

В табл. 2. приведены частоты первых форм собственных колебаний. Анализ полученных результатов, позволяет утверждать, что шаг ребер, а соответственно и шаг закрепления верхнего и нижнего пояса из плоскости влияет на значения частот. С увеличением коэффициента μ частоты и амплитуды собственных колебаний уменьшаются.

Таблица 2

Первые частоты собственных колебаний, рассматриваемых балок

№ балки	Частоты собственных колебаний, Гц		
	$\mu = 1$	$\mu = 1,5$	$\mu = 2$
1	19.00	15.60	12.77
2	23.92	19.56	15.22
3	25.03	20.40	15.67
4	26.10	21.18	16.06
5	27.14	21.93	16.43
6	28.14	22.63	16.76
7	29.11	23.30	17.06
8	32.75	25.77	18.06

Таблица 3

Частоты собственных колебаний, для балок с шагом ребер 1,5 м ($\mu = 1$)

№ балки	Частоты собственных колебаний, Гц											
	Формы собственных колебаний											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	19.0	19.2	19.6	20.1	20.5	20.8	35.7	35.7	37.3	37.5	38.3	39.5
2	23.9	24.4	25.0	26.0	26.9	27.6	37.8	44.7	44.7	47.4	49.2	51.0
3	25.0	25.5	26.2	27.4	28.3	29.1	37.8	46.9	47.0	49.9	51.9	53.6
4	26.1	26.7	27.4	28.7	29.8	30.7	37.9	49.2	49.2	52.5	54.6	56.1
5	27.1	27.7	28.6	30.0	31.1	32.1	37.9	51.4	51.4	55.0	57.2	58.3
6	28.1	28.8	29.7	31.2	32.5	33.6	37.9	53.6	53.6	57.6	59.8	60.2
7	29.1	29.8	30.7	32.5	33.8	35.0	37.9	55.7	55.8	60.1	61.8	62.4
8	32.8	33.6	34.6	37.0	37.8	38.6	40.1	63.4	64.0	66.4	70.2	71.4

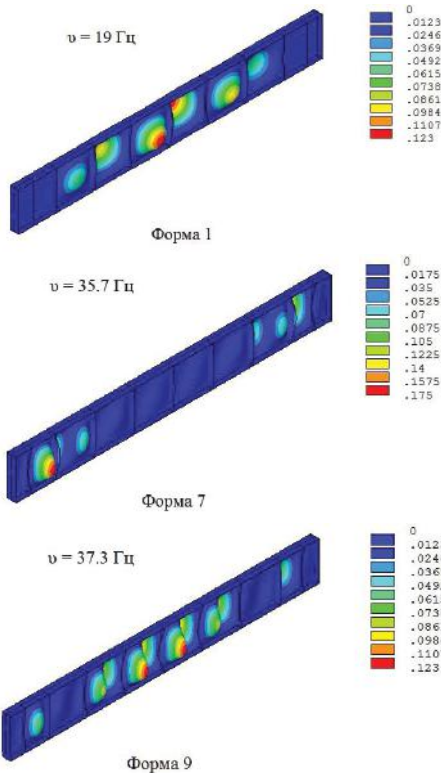


Рис. 3. Формы 1, 7, 9 собственных колебаний для 1-го варианта балки с шагом поперечных ребер жесткости 1,5м

Также в исследовании была выполнена оценка влияния гибкости стенки балки, при фиксированном шаге поперечных ребер жесткости 1,5 м, на частоты собственных форм колебаний. Из табл. 3, следует, что при увеличении гибкости стенки балки, значения собственных частот уменьшаются, а при уменьшении – увеличиваются.

На рисунке 3 представлены характерные формы собственных колебаний балки с гибкой стенкой. Анализ форм собственных колебаний балок с гибкой стенкой, выявил существование симметричных, первая и вторая, а также обратно симметричных, третья и четвертая, форм колебаний. Первая форма собственных колебаний реализуется на низшей из собственных частот. Соответствующие ей амплитуды колебаний велики, но не достигают максимальных значений (см. рис. 3). Высшие формы реализуются на более высоких частотах. Максимальные значения амплитуд колебаний соответствовали седьмой форме собственных колебаний (см. рис. 3). При высших формах колебания число волн потери устойчивости стенки балки увеличивается. В первых формах колебаний образуются волны только в стенке балки, колебания поясов реализуется на более высоких частотах.

В отличие от низших форм колебаний, девятая форма собственных колебаний является одноузловой, и во всех последующих формах колебаний в отсеках балки реализовывались две волны потери устойчивости стенки. Заметим также, что частоты первой и девятой форм собственных колебаний являются кратными, что может стать причиной возникновения внутреннего параметрического резонанса.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Броуде Б. М. О закритическом поведении гибких стенок стальных стержней / Б. М. Броуде // Строительная механика и расчет сооружений. – М. : Стройиздат. – 1976. – №4 – С. 7-12.
2. Abspoel R. Optimizing plate girder design / R. Abspoel // Nordic Steel Construction Conference. – 2009. – P. 524 – 531.
3. Lee J. Flexural-torsional behavior of thin-walled composite beams / J. Lee, S. Lee // Thin-Walled Structures. – 2004. – № 42. – P. 1293 – 1305.
4. СНиП II-23-81*. Строительные нормы и правила. Часть II. Нормы проектирования. Глава 23. Стальные конструкции.– М. : Центральный институт типового проектирования, 1991. – 96 с.
5. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення монтажу. – Чинний від 2011-12-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 202 с.
6. Руководство по проектированию стальных тонкостенных балок. – М. : ЦНИИПроектстальконструкция Госстроя СССР, 1977. – 28 с.
7. ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження і впливи. – Чинний від 2007-01-01. – К. : Держбуд України, 2006. – 81 с.